

VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA GEOTECHNIKY A PODZEMNÍHO STAVITELSTVÍ

**Stabilita meztunelového horninového pilíře ve fázích
zmáhání závalu**

**The Rock Pillar Stability Between Tunnels During Cave
Excavation**

Student:

Bc. Daniel Baláž

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Lukáš Ďuriš

Ostrava 2012

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Daniel Baláž**
Studijní program: **N3607 Stavební inženýrství**
Studijní obor: **3607T035 Geotechnika**
Téma: **Stabilita mezitunelového horninového pilíře ve fázích zmáhání závalu**
The Rock Pillar Stability Between Tunnels During Cave Excavation

Zásady pro vypracování:

1. Úvod
2. Tunel Jablunkov a jeho rekonstrukce
3. Postup při zmáhání závalu na tunelu
4. Matematický model mezitunelového pilíře a zajištění jeho stability
5. Závěr a zhodnocení

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Szechy *Tunnels and tunnelling*. Akademia Budapest 1966
2. Klepsatel, F. a kol. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*, Jaga Bratislava 2003
3. Tunel. Časopis CZTA
4. Web ITA/AITES

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

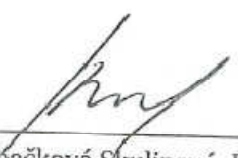
Vedoucí diplomové práce: **Ing. Lukáš Ďuriš**

Datum zadání: **29.02.2012**

Datum odevzdání: **30.11.2012**


doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.
vedoucí katedry




Ing. Darja Kubečková Skulinová, Ph.D.
děkanka fakulty

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci, včetně příloh, vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....
podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́доміі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové (bakalářské) práce. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́доміі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

ANOTACE

Baláž, D. **Stabilita mezitunelového horninového pilíře ve fázích zmáhání závalu**, Ostrava: katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB – Technická univerzita Ostrava, 2012, Vedoucí diplomové práce Ďuriš, L.

Diplomová práce se zabývá ovlivněním stability mezitunelového horninového pilíře ve fázích zmáhání závalu na havarovaném úseku tunelu Jablunkov. V první části diplomová práce popisuje složitou historii, geologické a geotechnické poměry zájmové lokality, které značnou měrou ovlivňují návrh sanačních variant i realizaci nového železničního tunelu Jablunkov. Cílem diplomové práce je objasnění příčin mimořádné události z listopadu 2009, následné zhodnocení variant zmáhání závalu a návrh dvou sanačních opatření výpočtovým softwarem Plaxis. Sanační metody jsou vyhodnoceny z hlediska získaných kritérií v závěru práce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stabilita, geotechnické poměry, podzemní dílo, sanační metody.

ANNOTATION

Baláž, D. **The rock pillar stability between tunnels during cave excavation**. Ostrava: Department of Geotechnics and Underground Construction, Faculty of Civil Engineering, VŠB – Technical University of Ostrava, 2012, Diploma Thesis supervisor ĎURIŠ L.

The thesis is about the influence of the stability of center rock mass pillar in the recovery phase of the Jablunkov tunnel collapsed part. In the first part of this paper there is described the difficult history, geology and geotechnic conditions of the discussed part, which is influenced by the rehabilitation scenarios and also by the construction of new railways tunnel Jablunkov. The goal of this paper is to give an explanation of the causes of the extraordinary situation from 2009, to evaluate the rehabilitation versions applied in the tunnel failure part and to give suggestion of two rehabilitation steps made by the Plaxis software. The recovery methods are evaluated according to criteria evaluated in the conclusion of this thesis.

KEYWORDS

Fixity, geotechnice conditions, underground construction, remediation methods

OBSAH

Seznam použitého značení

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ÚVOD | 1 |
| 2 | TUNEL JABLUNKOV A JEHO REKONSTRUKCE | 3 |
| 2.1 | Historie tunelů Jablunkov | 3 |
| 2.2 | Významné historické rekonstrukce tunelů..... | 4 |
| 2.3 | Přestrojení tunelového profilu č. II | 6 |
| 3 | POSTUP PŘI ZMÁHÁNÍ ZÁVALU NA TUNELU | 8 |
| 3.1 | Geologické, hydrogeologické a geotechnické poměry podloží | 8 |
| 3.2 | Geofyzikální měření | 12 |
| 3.3 | Havárie tunelu č. II | 17 |
| 3.4 | Popis havárie 2009 | 17 |
| 3.5 | Aktivace závalu..... | 18 |
| 3.6 | Zhodnocení mimořádné události 2009 | 19 |
| 3.7 | Varianty zmáhání havarovaného úseku tunelu č. II..... | 20 |
| 3.8 | Zmáhání závalu na tunelu č. II..... | 25 |
| 3.9 | NRTM – Metoda členěného výrubu | 26 |
| 3.10 | Etapa č. I – sanační injektáž..... | 26 |
| 3.11 | Etapa č. II – zmáhání závalu, ražba NRTM..... | 30 |
| 4 | MATEMATICKÝ MODEL MEZITUNELOVÉHO PILÍŘE A ZAJIŠTĚNÍ JEHO STABILITY | 34 |
| 4.1 | Systém modelování..... | 35 |
| 4.2 | Zhodnocení profilů v TM 70, 96 a 130..... | 40 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 4.3 | Profil TM 96 | 41 |
| 4.4 | Návrh gravitační injektáže | 46 |
| 4.5 | Analýza sanačního opatření z hlediska stability, deformací a technologie ražení | 48 |
| 4.6 | Návrh a zhodnocení tryskové injektáže | 52 |
| 5 | ZÁVĚR | 58 |
| | SEZNAM POUŽITÝCH PRAMENŮ | 60 |
| | SEZNAM TABULEK | 62 |
| | SEZNAM OBRÁZKŮ | 63 |
| | SEZNAM PŘÍLOH | 65 |

Seznam použitého značení:

| | |
|-----------------------|---|
| A | Plocha průřezu [m^2] |
| c | Soudržnost [-] |
| E_{def} | Deformační modul [MPa] |
| GI | Gravitační injektáž |
| IGP | Inženýrsko-geologický průzkum |
| k | Modul reakce horninového prostředí [KPa m] |
| k_o | Koeficient bočního tlaku pro horiny [-] |
| k_b | Koeficient bočního tlaku pro zeminy [-] |
| l_t | Osová vzdálenost pilot [mm] |
| MKP | Metoda konečných prvků |
| MPK | Mikropilotová konstrukce |
| n | Celková pórovitost [%] |
| NRTM | Nová rakouská tunelovací metoda |
| r | Poloměr výrubu [m] |
| SB | Stříkaný beton |
| SO | Stavební objekt |
| t | Tloušťka stěny profilu [mm] |
| TI | Trysková injektáž |
| v | výška konstrukce [m] |
| γ_s | objemová tíha suchého vzorku [KN/m^3] |
| γ_{sat} | objemová tíha saturované zeminy [KN/m^3] |
| γ_w | objemová tíha vody [KN/m^3] |
| ν | Poissonova konstanta [-] |
| φ | Úhel vnitřního tření [$^\circ$] |
| G | Napětí [KPa] |
| τ | Smykové napětí [KPa] |
| τ_{rel} | Poměr smykových napětí [-] |
| σ_d | Pevnost v tlaku [KPa] |

1 ÚVOD

V dnešním globalizovaném světě, kde vzdálenost již není bariérou a světaznalá společnost jednadvacátého století neustále zvyšuje své požadavky, je také v osobní i nákladní přepravě vyvíjen tlak na nové technologické možnosti výstavby, jež by překonaly veškeré přírodní překážky, a to ať už hovoříme o horských oblastech či vodních plochách, jediným cílem zůstává zajištění přímé přepravy osob a zboží, navzdory těmto přírodním jevům. [11]

Nároky technologického vývoje železničních souprav nutí podzemní díla k jejich přestrojení, převážně se rozšiřuje průjezdný profil a následně dochází k optimalizaci trati z hlediska zvyšující se možné rychlosti v osobní i nákladní přepravě.

Jablunkovské tunely (obr. 1) jsou vhodnou ukázkou realizace podzemního díla v nehostinném prostředí. Po dobu životnosti byla stavba vystavena externím a interním vlivům, ohrožujícím technický stav podzemních děl. Tyto komplikace se neblaze podepsaly na genezi horninového masívu v zájmové lokalitě, které se projevíly při rekonstrukci tunelu č. II. Z tohoto důvodu je nutné zmínit složitou historii, geologickou a hydrogeologickou stavbu zájmové lokality a její utváření, které by mohly přispět k objasnění mimořádné události z listopadu 2009.



Obr. 1 Původní stav jablunkovských tunelů [17]

Cílem diplomové práce je zhodnocení jednotlivých etap sanačního opatření při postupu zmáhání závalu, ke kterému došlo 15. 11. 2009 a 18. 11. 2009. Dále stanovit vhodné sanační opatření, které by přispělo ke zvýšení stabilitních poměrů v horninovém pilíři oddělující podzemní díla. Rozsah závalu na tunelu č. II byl zaznamenán v TM 70 – 156 a v TM 159,3 – 179,5.

2 TUNEL JABLUNKOV A JEHO REKONSTRUKCE

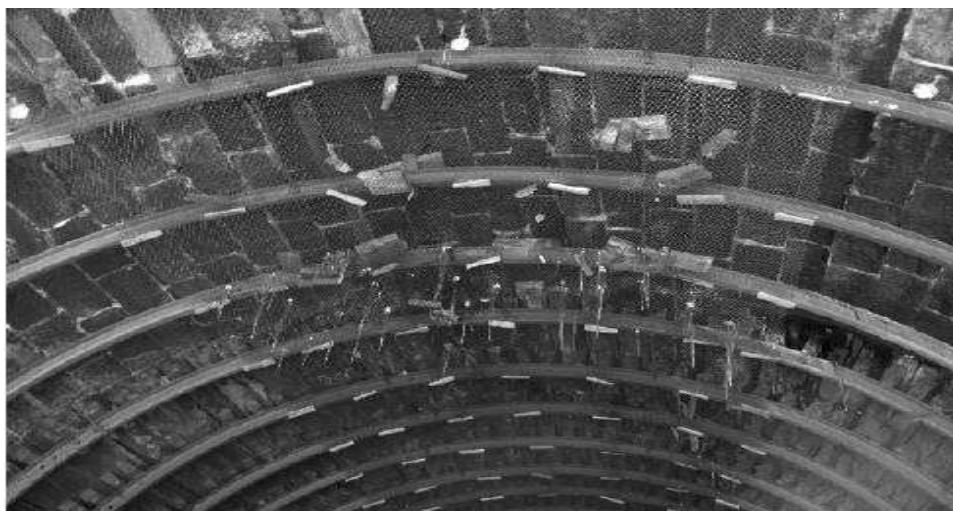
2.1 Historie tunelů Jablunkov

Vývoj hutního a těžebního průmyslu vedl ke zlepšení dopravních koridorů, proto v roce 1869 započaly práce na stavbě železničního úseku Český Těšín – Žilina. V rámci výstavby jednokolejné Košicko - Bohumínské dráhy bylo zhotovení dvou jablunkovských tunelů (Obr. 1). [12]

První tunel nesl jméno Kalchberg, dokončen v roce 1870. Ražba tunelu byla provedena klasickou rakouskou tunelovací metodou. Roku 1898 byla dokončena druhá železniční trať na úseku Čadca-Jablunkov, což mělo přinést zrychlení a finanční zefektivnění přepravy, bohužel druhý tunel se podařilo otevřít až roku 1917. [12] Pro vyražení druhého tunelu se uplatnila klasická rakouská tunelovací soustava s použitím prvků charakterizující anglickou tunelovací soustavu. Výstroj výrubu byla provedena dlouhými stojkami na výšku čelby. Spojením těchto dvou tunelovacích soustav se mělo docílit zrychlení výstavby a úspory materiálu na vystrojování výrubu. Přesto se druhý tunel stavěl více jak tři roky. Kritické období v historii jablunkovských tunelů nastalo v srpnu roku 1939. Německé armády se připravovaly k obsazení Českého Těšína ze slovenské strany. Chtěly se zmocnit neporušené bohumínsko-žilinské železniční magistrály a především obou jablunkovských tunelů. Reakcí polské armády bylo umístění náloží do dopravních souprav v obou tunelech, vytrhání železničních svršků a přerušení telegrafní sítě. 1. září 1939 Německo napadá Polsko, začala II. světová válka. Polská armáda odpaluje jablunkovské tunely. Rozsah škod v obou tunelech byl obrovský. Výbuch porušil ostění tunelů natolik, že nebylo schopné přenést zatížení z nadloží a došlo k okamžitému závalu. První tunel byl zavalen v pásech 39-50 a 82-86m, druhý tunel v pásech 42-50 a 79-82m. Propad nadloží způsobil destrukci silničního svršku státní komunikace, vedenou přes oba tunely. [14] Zásobovací význam jablunkovských tunelů byl pro německou armádu natolik prioritní, že byl v lednu 1940 plně obnoven provoz. Pouhé čtyři měsíce stačily na rekonstrukci škod, napáchaných výbuchem.

2.2 Významné historické rekonstrukce tunelů

Vlivem značných deformací, zapříčiněných absencí rubové hydroizolace, muselo být v roce 1953 provedeno v prvním tunelu podskružení ocelovými rámy a zapažení obezdívky dřevěnými pažinami s uklínováním (obr. 2) v pásech 87, 88 a 89. Tato sanační metoda zpevnila obezdívku stávajícího řádkového zdiva z beskydského pískovce a částečně řešila zvětrávající spáry.



Obr. 2 Podskružení ocelovými rámy [18]

Přechodem na elektrifikovaný provoz bylo podskružení nahrazeno těsnícím torkretovým nástřikem se sítěmi, který měl odolávat průsakům podzemní vody na budoucí trolejové vedení. Elektrifikace obou tunelů byla dokončena roku 1964. První závady na torkretových omítkách se objevily v obou tunelech, jen o rok později od dokončení trakce. Byly zjištěny ložiska se sníženou kvalitou cementového pojiva a místa, kde docházelo k opadávání torkretových omítek z důvodu nedodržení správného technologického postupu. Tyto hrubé závady byly příčinou prosakování podzemní vody do podzemních děl, což vedlo k objemovým změnám v celém profilu. Výsledkem byla rozvolňující se klenba a zlámané podkladnice železničního lože. Kritický stav začal v roce 1968, torkretové omítky přestaly plnit svůj účel v obou tunelech. V deštivých měsících docházelo k zatopení železničních svršků v jednotlivých úsecích, v zimě byly tunely uzavřeny kvůli zamrzajícímu odvodnění a značnému výskytu ledových krápníků na klenbách tunelů. Po několikaletých neúspěšných sanačních opravách, bezpečnostní stav obou tunelů klesl na třetí stupeň,

tj. nevyhovující. Rozsah škod byl natolik veliký, že v roce 1995 byly oba tunely na konci svých životností. [13]

Ve snaze zachránit jablunkovské tunely, byla použita nová sanační metoda. Princip spočíval v systému odvodnění rubu ostění pomocí svodnic se zaústěním do středové stoky, odvodňovacích vrtů a patní drenáže. Dutiny za rubem ostění byly vyplněny rozpínací a těsnící hmotou, tzv. waterplug. Spáry rádkového zdiva se přespárovaly rozpínací maltou envirosil. Ostění bylo zakotveno trubkovými svorníky s lepenými kořeny. Portál (v prvním tunelu ze žilinské strany) se zpevnil pomocí ochranného deštníku z mikropilot. Z hlediska rozsahu škod a finanční náročnosti, sanační opravy probíhaly v jednotlivých pásech obou tunelů v letech 1997 - 2004. [13]

Vstup České republiky do Evropské unie vedl k modernizaci dopravních infrastruktur, zejména pak v železniční síti. Vznik nového III. tranzitního koridoru (obr. 3) přes Cheb - Plzeň – Praha – Č. Třebová – Ostrava – Petrovice u Karviné, Dětmarovice – Mosty u Jablunkova – st. hr. SR., definitivně rozhodl o modernizaci jablunkovských tunelů. Jednokolejný tunel č. II, dlouhý 608,2m, bude přestavěn na ražený tunel dvoukolejný, s propojením do tunelu č. I (606,58m), který bude využíván jako úniková štola. Zbývající část prvního tunelu bude zrušena zasypáním.

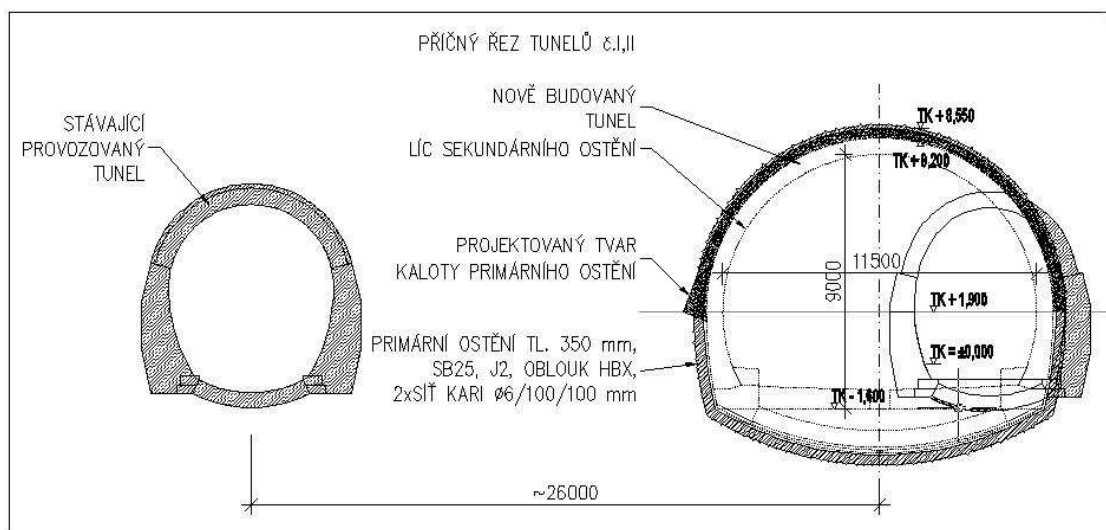


Obr. 3 Mapa třetího železničního koridoru [19]

2.3 Přestrojení tunelového profilu č. II

Nově zvolená koncepce profilu mění stávající jednokolejný tunel č. II na dvoukolejný. Osa nového tunelu leží přibližně 4 m od osy starého jednokolejného tunelu. Rozšířením profilu dojde k oslabení mezitunelového horninového pilíře (obr. 4). Dle sklonových poměrů se jedná o tunel vrcholový, se stoupáním a klesáním do 2 ‰. Tvar podzemního díla uzavírá spodní klenba po celé délce profilu. Vzhledem ke geologické situaci v zájmové lokalitě, která je tvořena velmi porušenými sedimenty se sklonem k tlačivosti (převážně jílovci), byla navržena vložená hydroizolace mezi primárním a sekundárním ostěním tunelu. Definitivní ostění z monolitického betonu bylo dimenzováno k potlačení hydrostatického tlaku podzemní vody. Tímto návrhem odpadne složitá údržba drenážního systému za rubem definitivního ostění. [10]

Změnou geometrie tunelové trouby se značně zvětší hrubý profil z původních 48 m² na 136 m², přičemž světlá výška činí 9 m a světlá šířka 11,5 m. Z toho vyplývá, že užitný profil podzemního díla bude 91 m².



Obr. 4 Schéma příčného řezu podzemních děl [9], vlastní zpracování

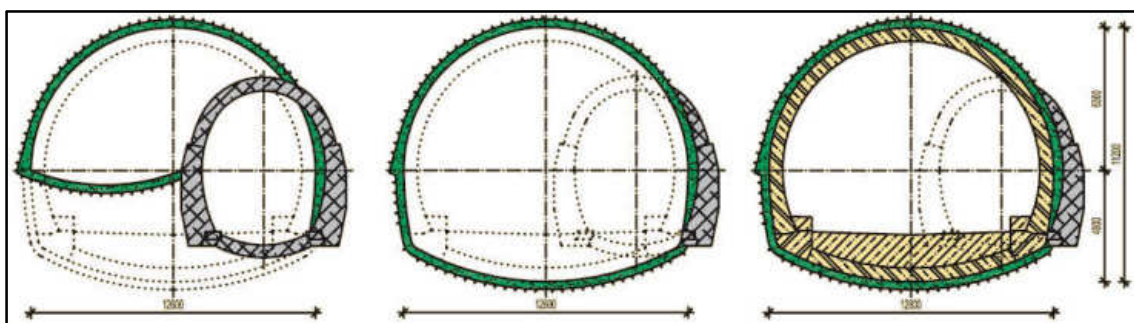
Ražba podzemního díla proběhne dle zásad *Nové rakouské tunelovací metody*. Zmáhání profilu čelby je navrženo v horizontálním členění na tři fáze (obr. 5). V první fázi bude vyražena kalota, která se musí ihned stabilizovat stříkaným betonem. V této fázi poslouží stávající jednokolejný tunel jako prvotní dílčí výrub opěří nového tunelu a zároveň bude využit pro transport rubaniny z kaloty, která se použije jako zásypový materiál pro uzavření části tunelu Kalchberg. Ve druhé fázi bude postupně rozebírána

vnitřní část starého tunelu se současnou ražbou zbytku profilu nového podzemního díla. Vnější opěří stávajícího tunelu se stane součástí primárního ostění nového dvoukolejného tunelu. Následně se celý profil zkompaktní primárním ostěním ze stříkaného betonu. Třetí fáze spočívá ve vybudování uzavřené mezilehlé hydroizolace a betonáží definitivního ostění tunelu. [10]

Hloubené vjezdové úseky budou realizovány v zajištěné stavební jámě. Definitivní ostění hloubených částí bylo navrženo z vodostavebného betonu. Portály jsou navrženy tak, aby kopírovaly reliéf zatravněného terénu, čímž se snadněji začlení do okolního prostředí.

Rekonstrukce v in – situ :

Neshoda celkových deformací primárního ostění, předpokládaných dle projektové dokumentace, provázela rekonstrukci podzemního díla již od samého počátku. Konvergenční profily, umístěné na prvních záběrech ražby (cca 30 m), vykazovaly poměrně strmé trajektorie sedání. Povolené limity sedání (50 mm dle projektu) byly několikanásobně překročeny v těchto měřících profilech. K dosažení požadovaných hodnot často docházelo až po uplynutí několika týdnů, když se ražba čelby dostatečně vzdálila od profilů (cca 15 – 20 m). Vzniklé nepřijatelné sedání bylo okamžitě sanováno pomocí rozšířené patky kaloty, tzv. „sloní noze“, spojovacího roznášecího prahu, mikropiloty v patě kaloty (6 – 9 m), rastrem svorníků typu IBO, umístěném z boku kaloty, a případnou změnou geometrie protiklenby kaloty. [16]



Obr. 5 Postup ražby nového tunelu č. II [10]

3 POSTUP PŘI ZMÁHÁNÍ ZÁVALU NA TUNELU

3.1 Geologické, hydrogeologické a geotechnické poměry podloží

Podzemní díla se nacházejí v jablunkovském průsmyku blízko obci Mosty u Jablunkova. Průsmyk je obehnan hřebeny Moravskoslezských Beskyd a masívem Slezských a Slovenských Beskyd. Dochází zde ke styku vrstev Českého masívu a Vnějších Západních Karpat. [10] Podzemní díla leží ve flyšovém pásmu Vnějších Západních Karpat, které vzniklo příkrovovým stykem vnější krosněnské a vnitřní magurské jednotky. Obě tyto jednotky se tektonicky rozdělily na dílčí příkrovové jednotky, když se vnitřní magurská jednotka nasunula na vnější krosněnskou jednotku. Osa jablunkovských tunelů probíhá téměř rovnoběžně se zlomovým stykem slezské (dílčí krosněnská jednotka) a račanské (dílčí magurská jednotka) příkrovové vrstvy. Z inženýrsko – geologického hlediska je flyšové pásmo typickým sesuvným podložím. [6]

Geologie zájmové oblasti je tvořena v severozápadní části vrstvami istebňanského pískovce křídového stáří přecházející v paleogenní flyšové sedimenty směrem k jihovýchodní části. Z hlediska petrografického složení hornin jsou obě geologické dílčí jednotky tvořeny flyšem příkrovové stavby. Flyšové sedimenty jsou charakterizovány střídáním a početním zastoupením vrstev vápnitých pískovců, prachovců, slepenců nebo jílovců. [10]

Z archivních materiálů získaných z průzkumných vrtů je zřejmé, že kvarterní pokryv deluviálních sedimentů vznikl gravitačními pohyby zvětralin na svazích. Tyto zeminy charakteru písčitého jílu, většinou tuhé až pevné konzistence, dosahovaly mocnosti 0,8 – 3,2m při povrchu. Silně zvětralé horniny předkvarterního podkladu se vyskytovaly v hloubkách 1,9-6,5m pod terénem, o mocnostech 0,5 – 5,3m. Převážnou geologickou stavbu tvořil jílovec, jen ojediněle byla zmíněna převaha prachovců a pískovců. Horniny byly zařazeny do kategorií R5 a R6 s extrémně nízkou pevností podle tehdejší normy ČSN 73 1001. Hlouběji přibývaly navětralé horniny. S ohledem na složitost inženýrsko-geologických poměrů a typ podzemní stavby, lze tyto data použít pouze pro orientační průzkum zájmové lokality. Pro projektovou dokumentaci geotechnického modelu geologického prostředí je nutno provést

předběžný a podrobný průzkum zájmové oblasti. [10]

Neméně důležitým faktorem inženýrsko – geologického průzkumu je sledování hydrogeologických poměrů v zájmové lokalitě. Podzemní voda výrazně ovlivňuje fyzikálně – mechanické vlastnosti hornin a zemin (pevnost, konzistence), základové poměry (stabilita svahů) a základy staveb (agresivita). Z archivních dokumentací je patrné, že podzemní voda se vyskytovala v každém průzkumném vrtu v hloubkách 0,25 – 6m pod terénem. [6] Z geologické stavby a tektonické geneze vyplývá, že horninový masív je propleten zlomy a puklinami, které vytvářejí vhodné komunikační zóny pro juvenilní a vadózní vodu. Horninový masív byl vyhodnocen jako kolektor s průlinovou (póry) až průlinově – puklinovou zvodní s napjatou hladinou.

Dochované informace z evidenčního listu upozorňují na stav, kdy samotné podzemní dílo odvodňovalo nedotčený horninový masív. Změna hydrogeologických poměrů ovlivnila především terciérní jílovce, které získaly charakter tlačivých jílu. [6]

Lze očekávat nepříznivé změny geologického podloží způsobené dotací srážkové či podzemní vody při přestrojení stávajícího tunelu č. II na dvoukolejný. Zejména ve druhé stavební fázi, při hloubení počvy.

Zhodnocení geotechnických poměrů vychází ze studie – J. Aldorf, L. Ďuriš, Numerická analýza havárie tunelu Jablunkov [1] a ze závěru technického posudku [2].

Interakce horninového masívu a podzemního díla závisí na dobře určených geologicko – geotechnických poměrech zemin a hornin, které se získávají z laboratorních a terénních zkoušek. Pro vyhotovení projektové dokumentace byly stanoveny především fyzikální - mechanické charakteristiky horninového masívu, které jsou uvedeny v tabulce č. 1. Vzhledem ke složitosti geneze horninového prostředí se měl podrobný průzkum rozšířit o geofyzikální průzkum, který by přinesl zpřesnění poměrů starých fosilních sesuvů v nadloží tunelu, jejichž aktivaci mohlo spustit zvýšení vlhkosti vlivem enormních srážek v období před havárií. Tyto poznatky přineslo dodatečné georadarové měření po havárii 15. 11. 2009. Dále žádný z průzkumů nevěnoval pozornost původní přirozené napjatosti, která v zájmové lokalitě byla značně ovlivněna geodynamickými procesy, z čehož vyplývá existenci reziduálních napětí.

Podklady pro vyhotovení projektu podzemního díla a statického výpočtu vycházely především z doplňkového GTP z roku 2008 (tabulka č.1) [1], archivní prozkoumanosti geologie podloží a jejich fyzikálně - mechanických vlastností (tab. č. 2) . Ve všech stavebně - technických vrtech byl stanoven index $RQD = 0$ (velmi nízká kvalita horninového prostředí). [2] Horninový masív byl rozdělen do třech geotechnických typů: - silně, středně a mírně zvětřalý jílovec (tab. č. 1.).

Tab. 1) Hodnoty fyz. - mech. parametrů z IGP 05/2008 [1]

| Mohr – Coulomb | | GTP 05/2008 silně zvětřalý | 1Bb středně zvětřalý | 1Bc mírně zvětřalý |
|-------------------------|----------------------|-------------------------------|-------------------------|-----------------------|
| γ_{unsat} | [KN/m ³] | 20 | 20 | 19,5 |
| γ_{sat} | [KN/m ³] | 21,5 | 21,5 | 21,5 |
| k_x | [m/day] | 0,001 | 0,009 | 0,00001 |
| k_y | [m/day] | 0,001 | 0,009 | 0,00001 |
| E_{ref} | [MPa] | 20 | 374 | 420 |
| ν | [-] | 0,42 | 0,27 | 0,25 |
| C_{ref} | [KN/m ²] | 15 | 25 | 32 |
| ϕ | [°] | 20 | 28,3 | 27,6 |

Tab. 2) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů z archivní dokumentace Geotec [2]

| | γ [KN/m ³] | ϕ [°] | C [KPA] | E_{def} [KN/m ²] | ν [-] |
|---------------------|-------------------------------|--------------|---------|---------------------------------------|-------------|
| Podklad GEOTEC 2003 | 20 - 21 | 28 - 30 | 20 | 20 - 40 | 0,25 - 0,30 |
| Podklad GEOTEC 2006 | 21,5 | 23 | 19 | 28 | - |

Z výše uvedených dat vznikl geotechnický model geologie podloží, který jak se později ukázalo v GTP 01/2010 neodpovídal skutečnosti. GTP 01/2010, byl reakcí na havárii z 15. 11. 2009, kdy došlo k závalu tunelu v délce 96 m. Průzkum přinesl podrobnější popis geologické stavby z oblasti havárie a značně upřesnil geotechnické parametry zjištěných hornin a zemin. Nově stanovené fyzikálně – mechanické parametry (tab. č. 3), byly zcela degradovány díky značným dotacím srážkové vody do masívu. Nejvíce byly ovlivněny pevnostní a přetvárné vlastnosti hornin. Hodnota modulu pružnosti uváděná v GTP 05/2008 ($E_r = 374$ MPa) klesla na hranici 6 – 15 MPa. Tzn., že došlo pětaticetkrát k překročení vnitřního odporu horninového masívu proti deformacím. U jílovitých hornin došlo ke zvýšení objemové tíhy. Z odebraných vzorků (z hloubky 10,0 – 10,2 m) z horninového masívu bylo zjištěno kontraktantní chování u zvětřalých jílovců. Kontraktantní chování vede ke snížení pórovitosti, materiál

je objemově nestálý. Pokud je zemina nasycená vodou, dochází ke zvýšení pórového tlaku, který snižuje efektivní napětí, čímž klesá smykový odpor. Při rychlém nárůstu pórových tlaků hrozí usmyknutí horninového masívu po potenciální smykové ploše, ztráta smykové pevnosti po otevření výlomu jádra nebo neočekávané přetížení ostění podzemního díla.

Tab. 3) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů z 01/2010 [1]

| Mohr - Culomb | | 4. Deluv. | 5. Jílove 1 | 7. Navážky | 6. Jílove 2 | 9. Pískovec | 10. Prach.Flys | 11. Prachovec |
|-------------------------|----------------------|--------------|----------------|---------------|----------------|----------------|-------------------|------------------|
| γ_{unsat} | [KN/m ³] | 19,00 | 19,00 | 19,00 | 19,00 | 22,00 | 19,00 | 19,00 |
| γ_{sat} | [KN/m ³] | 21,00 | 21,00 | 21,00 | 21,00 | 23,00 | 21,00 | 21,00 |
| k_x | [m/day] | 0,086 | 0,001 | 0,086 | 0,001 | 0,000 | 0,001 | 0,001 |
| k_y | [m/day] | 0,086 | 0,001 | 0,086 | 0,001 | 0,000 | 0,001 | 0,001 |
| E_{ref} | [MPa] | 6 | 10 | 5 | 8 | 80 | 20 | 20 |
| ν | [-] | 0,400 | 0,400 | 0,400 | 0,400 | 0,150 | 0,300 | 0,400 |
| C_{ref} | [KN/m ²] | 12,00 | 15,00 | 20,00 | 5,00 | 50,00 | 2,00 | 18,00 |
| φ | [°] | 22,00 | 22,00 | 20,00 | 22,00 | 25,00 | 22,00 | 22,00 |

Ze shrnutí z výše uvedených geologických a geotechnických poměrů vyplývá složitost horninového masívu, který je značně ovlivňován vnějšími vlivy (vysoké úhrny srážek, sníh, změna teplot). Realizované podzemní dílo takového rozsahu by mělo být podloženo geologickými a geotechnickými průzkumy a s nimi spjatými zkouškami na nejvyšší úrovni, aby došlo k optimalizaci statického návrhu konstrukce, přičemž ani ten nejpodrobnější průzkum zájmové lokality není schopen odhalit všechny anomálie horninového prostředí, ale svým rozsahem minimalizuje možnost vzniku havárie.

3.2 Geofyzikální měření

Následující kapitola vychází z posudku geofyzikálního měření - Mgr. F. Hubatka, RNDr. J. Frolka a Ing. J. Hruška, Zjištění stavu horninového prostředí v okolí propadu, Mosty u Jablunkova – tunely.[4]

Geofyzikální měření proběhlo ve dnech 20 – 23. listopadu a 2. prosince 2009 v okolí propadu nad rekonstruovaným železničním tunelem v Mostech u Jablunkova. Pomocí aparatury Pulse EKO PRO (geologický radar) s frekvencí 50 MHz, s rozstupem antén po 3 m a dipólového elektromagnetického profilování DEMP, byla stanovena pozice jednotlivých geofyzikálních profilů v zájmové lokalitě. Měření bylo situováno ve čtyřech zasažených oblastech na povrchu a ve vybraných polohách v tunelu Kalchberg (obr. 6). První oblast o rozloze 70 x 20 m se nacházela na čele propadu, druhá a třetí lokalita měření byla situována po stranách propadu, v délce 100 m a šířce 15 m. Poslední čtvrté měření o rozloze 80 x 30 m, se nacházelo mimo oblast propadu, v místech za autobusovou zastávkou nad starým tunelem.

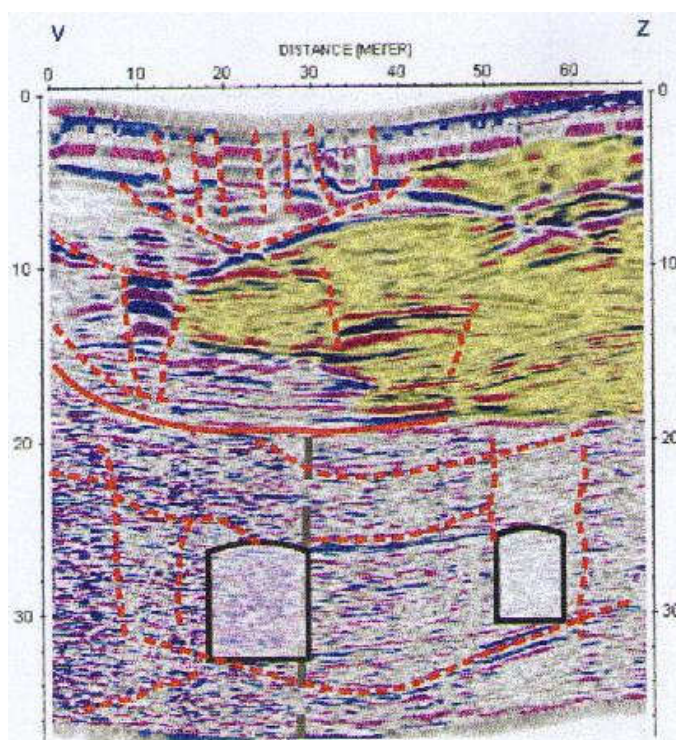


Obr. 6 Situace proměřené plochy [4]

Geologicko – geofyzikální řezy:

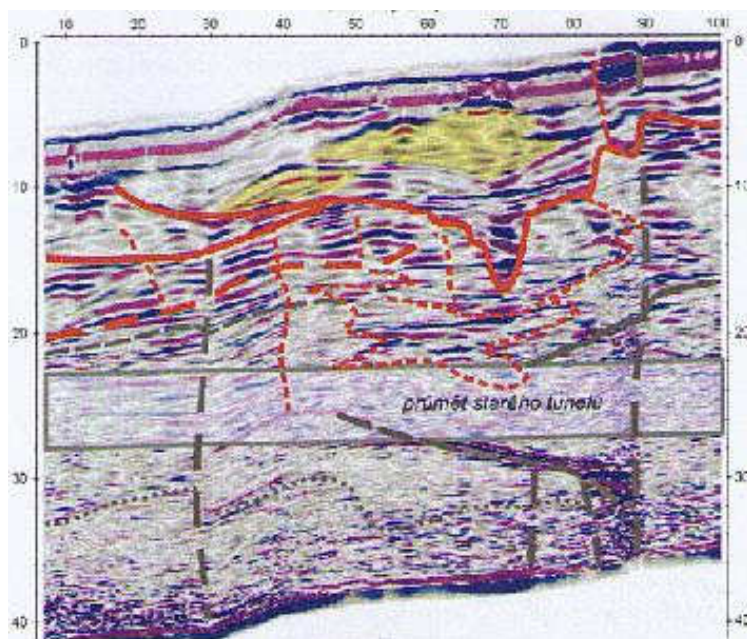
Na základě výsledků z georadarových profilů byly zpracovány strukturní řezy, situovány po stranách a v ose propadu. Strukturní řezy detailně zachycují průběh kritických rozhraní a hlavních geologických struktur. Pomocí změn frekvenčního a dynamického signálu, byly vymezeny povrchové nepevněné plochy, jejichž mocnost se v průměru pohybuje v rozmezí 10 – 12 m. S velkou pravděpodobností se jedná o polohu svahovin. Z georadarových dat zřetelně vystupují mísovitá rozhraní, jenž detekují báze jednotlivých smykových ploch. Současně poukazují na několik sesuvných těles nad sebou.

Profil L0, vedený kolmo na osu tunelů za hranou propadu, vymezuje poměrně rozsáhlý sesuvný komplex v zájmovém prostoru (obr. 7), který se nasunul ze západní strany a jehož čelo leží přibližně 12 m pod povrchem nad novým tunelem. Z dynamických změn signálu lze určit celkovou mocnost sesuvu, která dosahuje 18 m. K největšímu ovlivnění došlo nad provozovaným tunelem, kde sesuv snížil mocnost neporušeného flyšového nadloží na 7 m. Od hloubek 12 – 18 m nad novým tunelem, klesá míra narušení flyšového podloží. Přesto je patrný styk několika mísovitých rozhraní, které ukazují na přenos gravitačních napětí pod bázi sesuvů. Průběh oslabení mezitunelového horninového pilíře je patrný z několika zřetelných smykových ploch.



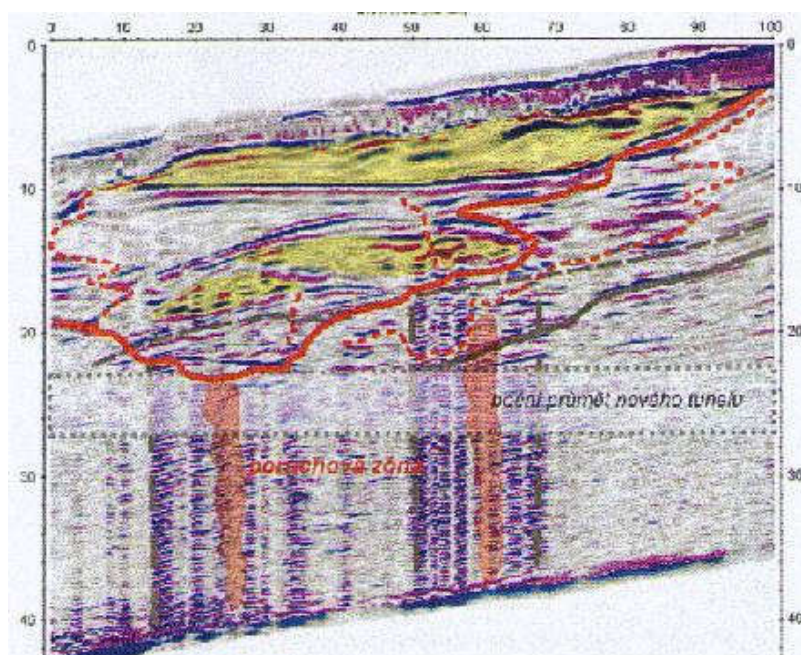
Obr. 7 Georadarový profil L0 [4]

Na podélných profilech, vedených paralelně s osou tunelů, jsou zobrazeny rozsáhlé mísovité struktury a poklesové kotliny sahající do hloubky 7 m. V hlubších polohách lze pozorovat několik menších těles a výrazné zúžení poklesové zóny (obr. 8, 9).



Obr. 8 Georadarový profil L19 [4]

Profil L19, vedený paralelně se západní hranou závalu, interpretuje slabší projev tektoniky. Objevuje se pouze lokální střížná plocha v severnější oblasti metráže 90.

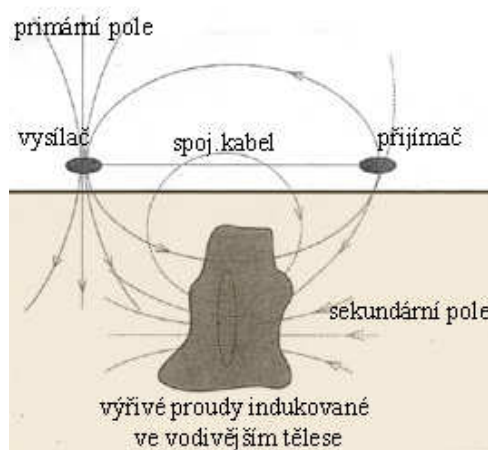


Obr. 9 Georadarový profil L41 [4]

Výrazné vertikální anomálie na úrovni a pod bázi tunelů, byly zaznamenány v profilu L41, podél východní hrany propadu. Intenzivní tektonické porušení masívu a rozsah smykových ploch, dosahující až ke kalotě tunelu č. II, přibližně určují centrum propadu závalu, korespondující s jižněji situovanou poruchou v hloubce 20 – 30 m.

DEMP:

Dipólové elektromagnetické profilování vytváří plošný snímek fyzikálního stavu povrchové části horninového masívu s hloubkovým dosahem až 6 m, při použití běžných aparatur. Metoda využívá primární elektromagnetické pole, zdrojem je magnetický dipól, realizovaný cívkou malých rozměrů, kterou protéká střídavý proud. Primární elektromagnetické pole indukuje v zemi malé vířivé proudy, jejichž intenzita závisí na vodivosti materiálů a předmětů v místě měření. Měří se magnetické pole, tzv. sekundární pole, které tyto vířivé proudy způsobují (obr. 10). Kvadratická složka indukovaného magnetického pole je přímo úměrná vodivosti prostředí. Výsledkem je poměrně rychlé získání fyzikálního stavu zájmové oblasti, rozložení měrné vodivosti a fázového posunu sekundárního pole. Z rozdílů vodivosti lze zaznamenat změny litologie, vlhkosti, stupně porušení a přítomnost cizích těles, např. inženýrské sítě. Fázové změny, odrážející magnetické vlastnosti hornin, umožňují detailnější začlenění masívu nebo případnou detekci magneticky aktivních materiálů, např. kovové předměty, cihelné zdivo.



Obr. 10 Metoda DEMF [4]

Vyhodnocení:

V rámci geofyzikálního průzkumu v lokalitě Mosty u Jablunkova, propad nad starým tunelem, bylo provedeno měření georadarem a dipólovým elektromagnetickým profilováním. Měřením došlo ke zmapování horninového prostředí, jak ve vertikální, tak v horizontální rovině dosahující hloubky až 35 m.

Výsledkem měření a vzájemnou kombinací metod bylo stanovení charakteru jednotlivých proměřených ploch, pro získání prostorového průběhu hlavních geologických struktur. Na jejichž základě identifikujeme stav horninového masívu, vymezíme tektonické linie a deformační struktury. Ačkoliv měření a následné vyhodnocení proběhlo až po mimořádné události, poskytlo důležité informace o stávajícím stavu horninového masívu a pomohlo stanovit příčinu mimořádné události, ke které došlo 15 – 17. 11. 2009. (viz. přílohy 1, 2)

V zájmovém prostoru, na základě charakteristických změn geofyzikálních polí, byly vymezeny strukturně tektonické indikace. Mezi starým a novým tunelem procházejí hlavní zlomové linie, kopírující směr údolí. Tzv. příčná tektonika sudetského směru protíná nový tunel ve staničeních 288,79 a 288,835 km. Podle georadarových záznamů na východní straně propadu, se tato tektonika projevuje výraznými vertikálními anomáliemi, které značně degradují flyšové horniny. Jednotlivé vedlejší větve těchto hlavních poruch, detekují výrazně oslabené zóny přímo za ostěním obou tunelů, jak v severní, tak jižní oblasti závalu. V těchto zónách došlo k výrazné změně bočního napětí zemin, které nepochybně bylo jedním z mnoha faktorů, spouštějící mimořádnou událost. Z vymezeného rozsahu dynamických změn v masívu je patrné, že šířka propadové kotliny dosahuje až 70 m, tj. zhruba 35 m od osy nového tunelu na obě strany.

Horninový mezitunelový pilíř se přímo nachází v hypocentru deformační zóny, jež dosahuje až do nadloží druhého provozovaného tunelu. Obytné objekty, situované v blízkém okolí, leží mimo dosah této zóny a neměly by být nijak ovlivněny.

3.3 Havárie tunelu č. II

Vzhledem k náročnosti inženýrsko – geologických a hydrogeologických poměrů zájmové lokality, považuji za nutné uvést, že stavba je již od samého počátku doprovázena řadou komplikací. První komplikace vznikly při realizaci portálové jámy P1. Při ražbě kaloty tunelu vznikl systém trhlin v betonovém nástřiku svahů. Bylo nutné zvolit nové stabilizační prostředky svahů portálu P1. [16]

První mimořádná událost proběhla ve večerních hodinách 4. května 2008. Při odtěžování kaloty v 54,5 TM, došlo k havárii primárního ostění v délce cca 8 m. Na povrchu vznikl kráter o průměru větším než 10 m. Nadloží v místě havárie dosahovalo přibližně 10 m. Tato mimořádná událost si nevyžádala žádné ztráty na životech. [16]

3.4 Popis havárie 2009

Předchozí havárie v porovnání s mimořádnou událostí, ke které došlo 15. 11. 2009 a 17. 11. 2009, se dají charakterizovat jako menší poruchy při ražbě tunelu. K havárii jablunkovského tunelu č. II, dosud nevídaného rozsahu, došlo při ražbě za plného provozu. V ranních hodinách, kdy docházelo k provádění výlomu jádra a protiklenby tunelu, vznikly viditelné podélné trhliny, které se šířily přes uzavřené vyztužené primární ostění (obr. 11). Výlomem jádra byla odstraněna podstatná část spodní protiklenby a levého opěří původního tunelu. Protiklenba kaloty byla kloubově připojena ke spodní části levého opěří. [1]

Při studii archivních materiálů bylo zjištěno, že se nedochovaly žádné dokumenty z období ražení a vyztužování bývalého jednokolejného tunelu, které by mohly přispět k upřesnění příčin havárie. Městský úřad Jablunkov dochoval pouze dokumenty, týkající se geologických a geotechnických poměrů východního portálu. Jediný zaznamenaný prvek upozorňující na složité poměry, bylo zjištění nárůstu tloušťky likvidovaného ostění a poměrně rozsáhlé porušení horninového masívu v okolí havárie. [1]



Obr. 11 Smykové porušení pravého ostění [1]

3.5 Aktivace závalu

Vlastní zával, ke kterému došlo 15. 11. 2009, vznikl překročením meze únosnosti primárního ostění ze stříkaného betonu. Iniciačním impulsem překročení únosnosti SB bylo pravděpodobně náhlé zvýšení pórových tlaků ve zvětralých jílovcích (kontraktantní chování) a ztráta jejich pevnosti. Nad klenbou tunelu se vytvořil rozvolněný klín horninového masívu, který překročil hranici maximálního zatížení od navržené horninové klenby. Došlo k jeho usmyknutí po potenciální smykové ploše a následnému závalu podzemního díla v TM 70 – 156. Na povrchu vznikla depresní kotlina o rozměrech 70 x 150 m (obr. 12). Závalem došlo k narušení stabilitních poměrů nadloží v blízkém okolí a provozovaného tunelu č. 1. [1] Zároveň mohlo dojít k ohrožení obytných staveb, které byly vzdáleny jen několik desítek metrů od hypocentra havárie. Nicméně geofyzikální měření vyloučilo dosah depresní kotliny do obytné zóny, a proto nebylo přistoupeno k žádnému sanačnímu opatření v těchto lokalitách. Druhý zával byl odezvou narušeného horninového masívu, o čemž svědčí jeho blízká poloha (TM 159,3 - 179,5) k prvnímu závalu a fakt, že vznikl pouhé dva dny po mimořádné události.



Obr. 12 Povrchové krátery vzniklé havárií 11/2009 [20]

3.6 Zhodnocení mimořádné události 2009

Ze studie mimořádné události bylo zjištěno, že nedošlo k žádné technologické chybě. Všechny zásady ražení a vyztužování (firmou Subterra a.s.) byly dodrženy. [1] Mimořádnou událost lze definovat jako kombinaci několika negativních faktorů. Největší podíl nese IG průzkum, který nedostatečně zhodnotil geologickou stavbu horninového prostředí a působení vnějších vlivů. Hloubka inženýrsko - geologických vrtů v některých místech nedosahovala ani úrovně kaloty podzemního díla. Degradace horninového masívu byla způsobena nadprůměrnými srážkami, které iniciovaly již stávající tektonické poruchy a následně vytvořily predisponované prostředí. Příslušné meteorologické stanice uvádějí, že v říjnu 2009 došlo k jejich 200 % nárůstu.

Havárií došlo k zavalení 96 m podzemního díla a k přerušení přestavby jednokolejného tunelu č. II na jeden a půl roku. Při havárii byly nulové ztráty na životech. Během této technologické pauzy byly vypracovány technické posudky na zmáhání závalu a přijata nová bezpečnostní opatření pro ražbu tunelu, která by měla přispět k co nejrychlejšímu dokončení přestrojovaného tunelu č. II.

3.7 Varianty zmáhání havarovaného úseku tunelu č. II

Předmětem předložených variantních možností jsou technické posudky zmáhání závalu, resp. pokračování výstavby tunelu č. II v oblasti havárie, ke které došlo 15. a 17. 11. 2009. Variantní řešení bylo zpracováno firmou Metroprojekt Praha a. s., objednatel Správa železniční dopravní cesty. Státní organizace si vyžádala odborné technické posudky od třech nezávislých organizací: IKP Consulting Engineers s. r. o. [5], Amberg Engineering [6], Stavební správa Olomouc a Prof. Ing. J. Barták, DrSc. [2]

Stanovené varianty pro zmáhání závalu a dokončení výstavby nového tunelu byly následující. První situace návrhu (varianta „A“) předpokládá úplné odstranění nadloží a výstavbu tunelu v zapažené otevřené stavební jámě. Druhá (varianta B), doporučuje zmáhání závalu bez odstranění nadloží, pomocí NRTM pod ochranou mikropilotového „deštníku“, a poslední metoda nabízí ražbu tunelu pod ochranou klenby řízeným mikrotunelováním (varianta C).

Společné prvky jednotlivých variant:

Vzniklá deprese byla co nejrychleji zavezena hlušinou z dolu Paskov, která je převážně tvořena prachovci frakce 150 až 300 mm. Zásyp kráteru, s ohledem na provozovaný tunel č. 1, byl proveden bez zhutnění, aby nedošlo k narušení stability konstrukce. Z tohoto důvodu lze očekávat přítomnost menších dutin či kaveren v oblasti zříceného primárního ostění. Aby nedošlo ke zhoršení parametrů zásypového materiálu, vlivem zaplnění dutin vodou, je nezbytné provést sanační injektáže z povrchu, v rozsahu celého zásypu, až do úrovně cca 2 m pod rozhraní předpokládané hranice sesuvu, způsobeného závalem. Rastr injektážních vrtů ze stabilizované cementové směsi, byl navržen šachovnicově 5 x 5 m. Oblast mimo drážní pozemek bude sanována pomocí šikmých vrtů z prostoru drážního pozemku. Proinjektováním zásypového materiálu by se mělo dosáhnout lepších mechanicko – fyzikálních parametrů prohněteného nadloží tunelu.

Typ zvolené injektáže:

Trysková injektáž využívá dynamickou energii k rozrušování a následnému promísení masívu s injekční směsí. V místě provedení vzniká kompozitní materiál z částic injekční směsi a zeminy, s dosahovanou pevností 1 až 20 MPa. Průměr zhutněných pilířů cca 700 mm. Výhodou tryskové injektáže je variabilita prostředí pro použití od jílu až po balvanité šterky.

Tryskové injektáže mohou mít i negativní účinky, zejm. v blízkosti provozovaného tunelu č. I. Injekční směs je vháněna do masívu pod vysokým tlakem, který by mohl způsobit asymetrické zatížení ostění provozovaného tunelu a jeho následnou destrukci. Tato situace nastala při provádění injektáže nadloží tunelu Dobrovského v Brně. Z tohoto důvodu byla klasická trysková injektáž zamítnuta. Byla nahrazena injektáží, která rozrušuje horninový masív za mnohem nižších tlaků.

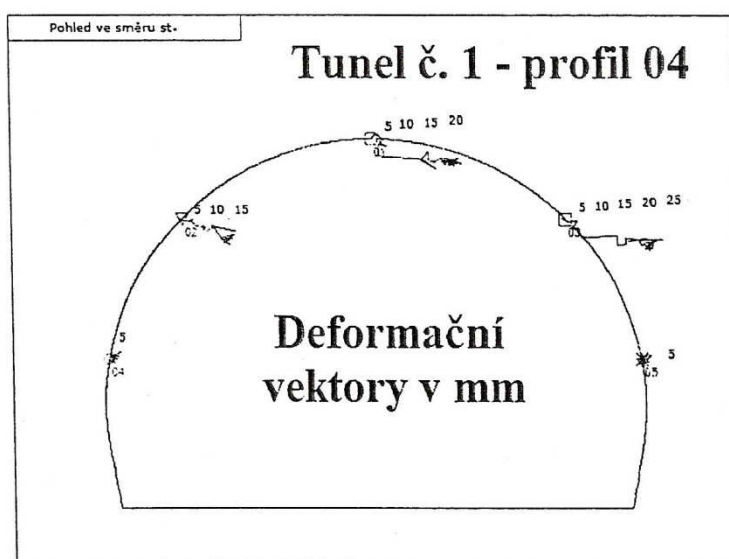
Pilotové stěny:

Dalším společným prvkem je použití podzemních pilotových stěn. Funkce pilotových stěn byla stanovena jako pažící konstrukce stavební jámy nebo jako deformační clona oddělující provozovaný tunel č. I. od negativních účinků stavebních činností při zmáhání závalu či výstavbě tunelu. Ve variantách A, C se jedná o podélné pilotové stěny k ose tunelu, varianta B uvažuje příčné stěny, do kterých jsou vetknuty mikropilotové deštníky chránící obvod kaloty.

Pilotové stěny jsou navrženy ze železobetonových pilot o průměrech 1200 a 900 mm z betonu C25/30, vrtané na sráz (osové vzdálenosti 1200 nebo 900 mm). Předpokládaná tolerance $\pm 1\%$ pro hloubku a ± 50 mm pro polohu osy piloty v úrovni pracovní plochy. Vyztužení pilot je zajištěno armokoší s překrytím výztuže 100 mm. U pilotových stěn, provedených na sráz, hrozí převrtání výztuže. Aby k tomu nedošlo, vyztužuje se každá druhá pilota. Při maximální hloubce 40 m a délce 134 m dojde k 50% úspoře množství výztuže, které značně ovlivní investiční náklady.

VARIANTA „A“ – Hloubená, ražená pod zastropením:

Rizika spojená s realizací rozepřené stavební jámy hluboké až 31 m, značně komplikují použití této metody. Horizontální deformace vyvolané hloubením a rozepřením stavební jámy, nepříznivě ovlivní provozovaný tunel č. I. Z matematicko - modelové situace bylo zjištěno, že horizontální deformace dosahovaly hodnot až 39,4 mm. Tyto kritické deformace, spolu s nerovnoměrnými deformacemi o velikosti 20 mm (obr. 13), získanými z monitoringu v období 10 dnů po vzniku mimořádné události (11/09), jsou zcela nepřijatelné, a to i z hlediska konzervativnosti stanovení (tj. bez zahrnutí zlepšených parametrů proinjektovaného prostředí). [2]

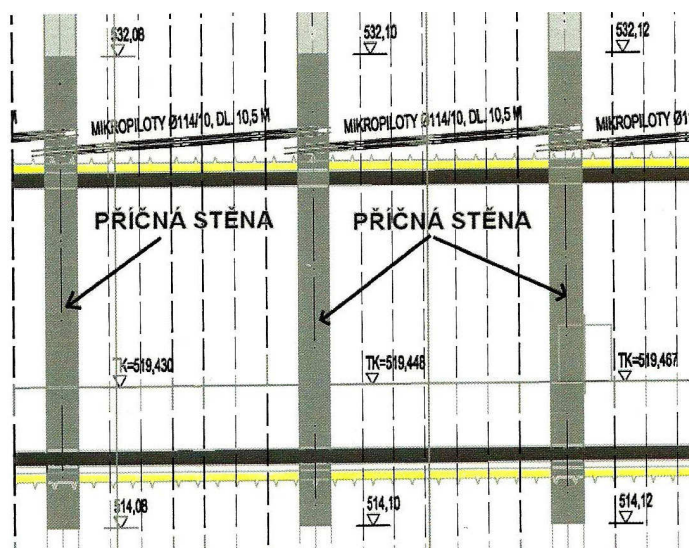


Obr. 13 Deformace tunelu č. 1 vyvolané závalem [2]

Hloubená varianta byla vyhodnocena jako neadekvátní metoda pro zmáhání závalu a následné dokončení podzemního díla. Z výše uvedeného geofyzikálního měření vyplynul rozsah poškození horninového masívu, který by při použití této metody mohl ještě narůst.

VARIANTA „B“ – Ražená pomocí NRTM:

Použití této metody, pro zmáhání závalu a samotnou výstavbu tunelu, je přímo úměrné kvalitě zlepšení horninového masívu pomocí předstihových opatření. Jedná se o aplikaci sanačních injektáží z povrchu, v rozsahu poklesové kotliny. Zhotovení podélné pilotové stěny, která oddělí nově ražený tunel od stávajícího provozovaného tunelu ve staničení TM 64,8 až TM 200,4. Provedení příčných pilotových stěn v rastru cca 10 m, s úrovní paty 1,7 m pod počvou tunelu (obr. 14). Samotná ražba by probíhala pod ochranou zdvojeného mikropilotového deštníku Ø 115/10 mm, vetknutého do příčných pilotových stěn po obvodu kaloty tunelu. [7]



Obr. 14 Příčné schéma MKP deštníku [7]

Vzhledem k faktu, že po havárii byly zastaveny veškeré stavební činnosti na 1,5 roku, lze očekávat výrazné zhoršení geotechnických parametrů poškozeného masívu. Degradaci materiálu způsobují podzemní a povrchové prosakující vody. Jejich proudění může zapříčinit vymývání jemných částic a vznik volných dutin v masívu.

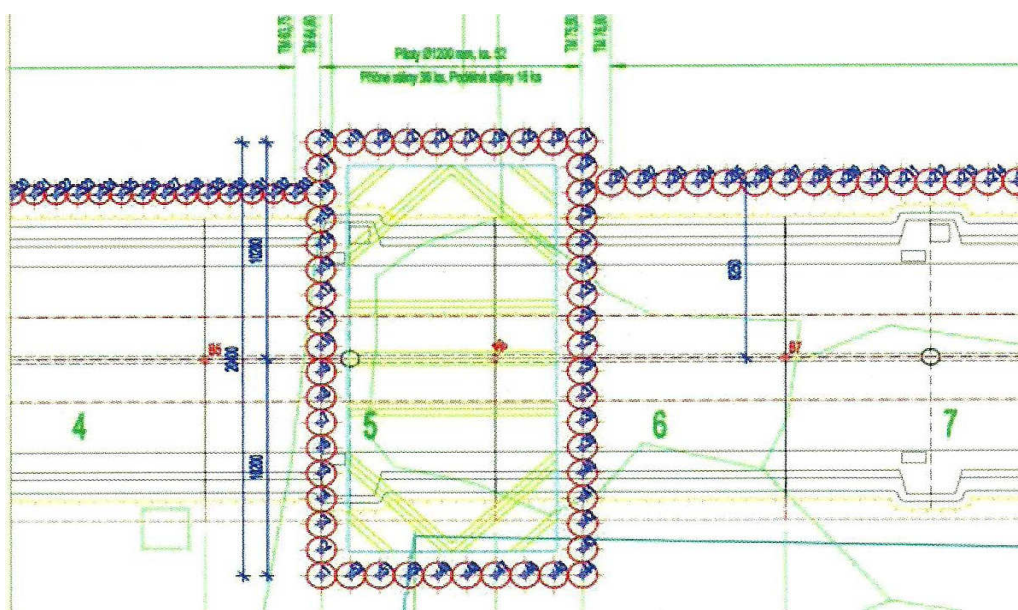
Rozhodujícím faktorem pro použití této varianty, by měly být injektážní zkoušky provedené v „in – situ“ zájmové lokality, které by poskytly zpřesněné fyzikálně – mechanické parametry horninového masívu.

VARIANTA „C“ – Ražená pod ochranou řízeného mikrotunelování:

Mikrotunelování spadá do kategorie bezvýkopových prací. Dle ČSN EN 12 889 Bezvýkopové provádění stok a kanalizačních přípojek, je mikrotunelování řízenou jednostupňovou metodou pro protlačování trub s vnitřním průměrem do 4000 mm. Trouby se kladou ihned za tunelovacím strojem.

Řízené mikrotunelování umožňuje přesné zabudování profilů do masívu, případně výškové i směrové vyrovnání. Metoda je vhodná pro výstavbu dlouhých liniových děl s předepsanou přesností položení a s minimálním dopadem na životní prostředí.

Varianta „C“ nabízí mnohem tužší předstihovou konstrukci, než varianta „B“. Zmáhání závalu by probíhalo pod ochranou ocelových rour Ø 1100/10 mm, vyplněných betonem C 16/20. Podélná pilotová stěna (shodná s variantou „B“) by měla eliminovat veškeré ovlivnění provozovaného tunelu č. I (obr. 15). Největší nedostatek metody spočívá v překonávání překážek mikrotunelovacího stroje, v podobě havarované výztuže.



Obr. 15 Půdorys startovací jámy pro řízené mikrotunelování [7]

3.8 Zmáhání závalu na tunelu č. II

Z technologického hlediska jsou všechny varianty v daných podmínkách realizovatelné, liší se však rozsahem zemních prací, použitím speciálních technologií a dopadem na životní prostředí. [7]

Jednotlivé varianty sanace závalu kladly příliš veliký důraz na bezpečnost provádění podzemního díla, které bylo několikanásobně předimenzováno. Nastala situace, kdy 96 m dlouhý zával dosáhl vyšších finančních nákladů, než realizace celého tunelu č. II (512 m).

Po přezkoumání jednotlivých předložených variant, zhodnocení jejich nepříznivých geotechnických vlivů, ekonomických nákladů a celkového časového ovlivnění výstavby, bylo nakonec přistoupeno ke čtvrtému řešení zmáhání závalu. [7]

Finální řešení se nejvíce podobá variantě „B“, ražení pomocí NRTM. Podstatné změny jsou v předstihovém opatření, před samotnou ražbou nového tunelu. Varianta „B“ uvažovala zhotovení podélných a příčných pilotových stěn, přičemž podélná pilotová stěna odděluje stávající podzemní díla a příčné pilotové stěny by měly tvořit podpůrné konstrukce pro mikropilotový deštník. Metoda členěného výrubu vylučuje použití pilotových stěn a více se zaměřuje na stabilizování mezitunelového horninového pilíře, pomocí sanačních injektáží. Aplikace mikropilotového deštníku se uvažuje jen u dílčího výrubu kaloty (štola „E“).

Mikropilotová konstrukce už není brána jako předstihové opatření před samotnou ražbou, nýbrž jako dodatečné sanační řešení pro nadměrné nadvýlomy.

Hlavním záměrem v současnosti probíhajícího zmáhání závalu, je doplnění a obnova plně funkčního primárního ostění v TM 0 – 198. Jestliže se však v úseku TM 0 – 70 jedná o přestrojení stávajícího primárního ostění kaloty a dobírku spodní lávky, v úseku TM 70 – 198 dochází k novoražbě závalu a primárního vyztužení podzemního díla. [9]

3.9 NRTM – Metoda členěného výrubu

Vzhledem k charakteru horninového prostředí a rozsahu poškození zájmové lokality mimořádnou událostí, muselo být zmáhání závalu rozděleno do dvou etap. V první etapě bylo prostředí závalu sanováno výplňovou injektáží z povrchu. Toto opatření mělo vytvořit vhodné podmínky pro samotnou ražbu tunelu. Předpoklad sanace horninového masívu spočíval v jeho zkompaktnění, následném vyplnění kaveren a vytlačení podzemní vody. Ve druhé etapě se dostáváme k samotné ražbě, metodou členěného výrubu, za použití systematických mikropilotových deštníků v kalotě; případně lze použít i jiná opatření k eliminování nadvýlomů. [3]

3.10 Etapa č. I – sanační injektáž

První předstihové opatření, v podobě sanační injektáže z povrchu, je navrženo v rastru 3,25 x 3,3 m, v oblasti poklesové kotliny závalu. Předpokladem sanační injektáže je zpevnit zásypový materiál, porušený horninový masív a vyplnit kaverny, či volné dutiny. Podmínkou zvolené sanační metody bylo vyloučit riziko nepříznivého ovlivnění provozovaného tunelu č. I. Z počátku se jako vhodná metoda sanace jevila trysková injektáž, neboť umožňuje vytvoření souvislých pilířů o definované pevnosti a zároveň spolehlivě vyplní nežádoucí volné dutiny. Z dlouhodobých zkušeností v obdobných situacích (tunel Dobrovského), byla trysková injektáž zamítnuta, a to z důvodu příliš vysokého tlaku rozrušovacího paprsku, který by mohl zapříčinit asymetrické zatížení ostění provozovaného tunelu.[9]

Z tohoto hlediska byla použita gravitační injektáž s jílocementovou směsí, která má obdobnou technologii provádění jako trysková injektáž. Rozdíl mezi TI a GI spočívá v možnosti redukce injekčního tlaku na rotační trysce a částečným výnosem injekčního média.

Gravitační injektáž:

Technologie zvolené metody využívá maximálně možného injekčního tlaku na trysce (15 MPa), který dosáhne přijatelné vzdálenosti proniknutí injektážní suspenze od osy vrtu, zaplní i vzdálenější volné prostory a zároveň minimalizuje riziko ovlivnění tunelu č. I. Předběžná kontrola kvality GI probíhá pomocí výnosu injekční směsi, promísené s horninou na povrch kolem vrtného soutyčí. Výnos sanované směsi o průměru 150 – 200 mm, poskytne informace o průběhu injektáže z hlediska zastižení kaveren a jejich vyplnění. Indikátorem je směs vystavená k ústí vrtu. Vzniklé vzorky lze dále podrobit laboratorním zkouškám, pro zjištění fyzikálně – mechanických parametrů (pevnostní zkoušky). [9]

Výron promísené hmoty transportované na povrch zajišťuje, že výsledné injekční tlaky nepřesáhnou hydrostatický tlak sloupce media, čímž by se mělo podchytit nekontrolovatelné „natlakování“ podzemních prostor jako při běžné TI a eliminovat tak možné riziko ohrožení obezdívky provozovaného tunelu. [9]

Vzniklý nehomogenní kompozit, složený z porušeného horninového masívu, zásypového materiálu, zbytky havarovaného ostění a injektážní hmoty, vytvoří nový umělý masív (obr. 16). Předpokládaná pevnost v tlaku (3,3 MPa) po 28 dnech sanovaného prostředí, odpovídá pevnostní třídě hornin R5. Dále dojde k vytlačení podzemní vody a zamezení zpětnému pronikání do sanovaného prostředí, čímž se omezí degradace horninového masívu a přítoku podzemní vody do čelby v oblasti zmáhání závalu. [3]



Obr. 16 Nehomogenní kompozit horninového masívu na čelbě, zdroj vlastní

Pro dosažení projektem požadovaných pevností, byla jílocementová injekční směs tvořena cementem CEM II 32,5 R a bentonitem S130. Vzhledem k nízké hladině podzemní vody docházelo k zaplavování vrtů. Přítomnost podzemní vody by značně ovlivnila výsledné fyzikálně – mechanické vlastnosti injekčního média, proto musela být směs modifikována. Modifikace spočívala v přidání vodního skla do injekční směsi.

Realizace gravitační injektáže:

Vrtné a injekční práce dodávala akciová společnost *Zakládání staveb*. Zhotovení sanačních injektáží předbýhalo vytvoření pracovní plošiny pro pojezd techniky. Pracovní plošina, vytvořená navezenou haldovinou, umožňovala pojezd vrtných souprav typu Hausherr HBM 15 a Hausherr 150 Dr – SU (obr. 17).



Obr. 17 Ukázka vrtné soupravy Hausherr 150 Dr – SU [21]

Postup a směr vrtání byl stanoven na základě požadavku zahájit zmáhání závalu od slovenského portálu směrem k českému portálu. Pohyb vrtné soupravy po pracovním poli byl ovlivněn výlukou v provozovaném tunelu. Vzhledem k možnému riziku vniknutí sanačního média do tunelu č. I, byla vymezena tzv. bezpečná zóna podél trasy tunelu, kde injektážní práce probíhaly pouze v době výluk na provozované trati. K úniku injektované směsi přes porušené ostění provozovaného tunelu došlo celkem dvakrát. Tyto úniky byly včas podchyceny nařízenými hlídkami v tunelu Kalchberg. Přerušená sanace horninového masívu se musela odstavit na 24 hod. a přesunout

na odlehlejší část pracovního pole. [3]

Kritérium pro ukončení jednotlivých vrtů bylo dosažení předepsané hloubky a následné vyplnění přilehlého prostoru. Hloubka vrtů musela splňovat podmínku zastižení rozvolněného prostředí s dovrtáním 2,0 m do neporušeného masívu.

Vrty byly hloubeny rotačním způsobem plnočelbovým vrtným nářadím o průměru 149 mm. Systém hloubení a injektování jednotlivých vrtů je následující: „čerstvý – čerstvý – čerstvý“ tzn., že nový vrt bude vždy injektován po předchozím. Rychlost hloubení vrtů při injektáži nesmí překročit předepsanou hodnotu 50 m/hod., stanovenou technologickým postupem.

Na základě vyhodnocení rozdílné spotřeby injekční směsi v jednotlivých vrtech, byla navržena dílčí dohušťovací etapa. Smyslem této etapy bylo ověření kvality zhotovených injektáží a zároveň doinjektování oblastí s největší spotřebou směsi. Nízké spotřeby injekční směsi, použité během této etapy, svědčily o provedení úspěšné sanace.

Poslední sanační opatření provedené z povrchu, bylo vytvoření podzemní stěny ze sloupů tryskové injektáže v TM 92,0. Stěna měla sloužit jako stabilizační prvek čelby a zároveň jako opěra pro vstupní mikropilotový deštník, vrtaný z TM 68,0. Sloupy TI o průměru 800 mm byly zhotoveny metodou M2 s plným vodním předřezem.

Pro ověření účinnosti předstihové etapy č. I, bylo realizováno šest inženýrsko - geologických vrtů. Zmáhání závalu bylo neustále podrobováno monitoringu horninového masívu před čelbami.

3.11 Etapa č. II – zmáhání závalu, ražba NRTM

Ve druhé etapě dojde k přestrojení kaloty v úseku mezi vjezdovým portálem a čelem závalu a samotné ražby tunelu přes zával s vybudováním nového primárního ostění. Směrové, sklonové a technické parametry podzemního díla, zůstávají beze změny v souladu s původní projektovou dokumentací. Veškeré práce spojené se zmáháním závalu, budou probíhat z jižní strany (slovenského) portálu. Jedná se tedy o dovrchní ražbu ve směru staničení, v konstantním sklonu 0,19 ‰. [3]

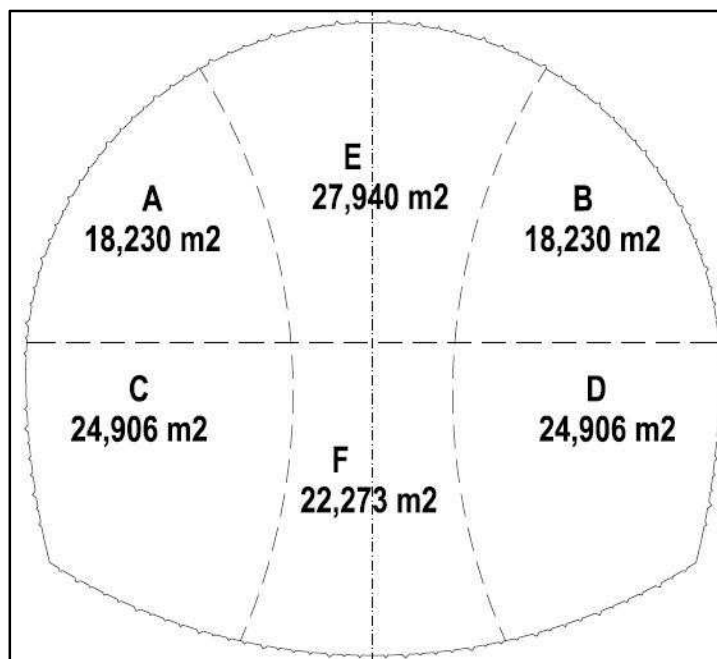
V oblasti jižního portálu dojde k prohloubení stavební jámy, tzn., že sjíždějící rampa bude protažena až na úroveň počvy plného profilu tunelu (obr. 18). Ve směru staničení od portálu, až po zával v TM 70, se provede ražba spodních štol v pořadí C, D, F. Minimální odstupy jednotlivých čeleb jsou stanoveny na 8 m.

Stávající příhradová výztuž v TM 12 – 70 bude doplněna výztužnými rámy HBX v rozestupu 2,0 m. Při dobírce spodní části výrubu budou navazovány stávající příhradové oblouky spolu s výztužnými rámy HBX. Vnitřní dočasná žebra typu HBX se opatří vodorovným rozpěrným prvkem HEB 240, postupně od čela závalu směrem k provizornímu portálu.



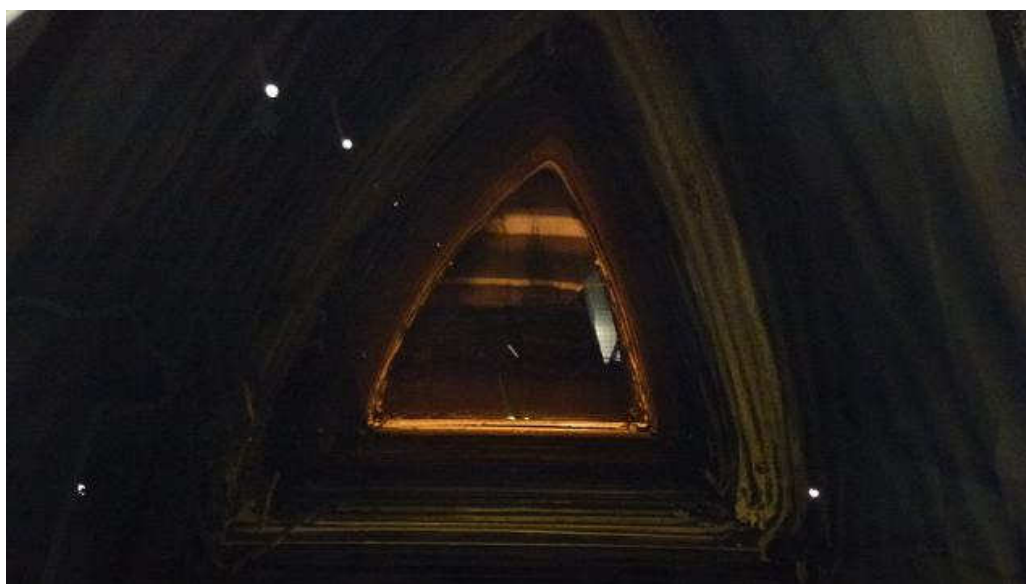
Obr. 18 Jižní portál tunelu č. II, zdroj vlastní

V rámci zmáhání závalu (TM 70 – 198), je uplatněna jedna konstrukce primárního ostění, které odpovídá technologická třída NRTM 5b, s případným dodatkovým opatřením. Vzhledem k velmi nepříznivým podmínkám pro ražení, je profil tunelu rozdělen do šesti dílčích výrubů. Metodou členěného výrubu (obr. 19) by se mělo dosáhnout větší stability čeleb a zvýšení bezpečnosti práce.



Obr. 19 Schéma postupu ražby metodou členěného výrubu, zdroj vlastní

V části zmáhání závalu se nejdříve vyrazí a vyztuží obě horní boční štoly A, B. Ražba proběhne s minimálním odstupem 8 m jednotlivých čeleb. Proražením dovrchních bočních štól se zajistí přirozené větrání v celém podzemním dílu a z větší části i gravitační odvodnění prostoru tunelu. Během ražby štól A (obr. 20), B, lze provádět podrobnou geotechnickou dokumentaci čeleb, která přispěje ke zpřesnění stavu nehomogenního kompozitu. [3]



Obr. 20 Předrážka štoly A, zdroj vlastní

Po dokončení štol A, B, se ve spodním profilu vyrazí a následně vyztuží boční štoly C, D. Dále přijde na řadu kalota E a nakonec bude dobíráno jádro F. Výklenky lze dodatečně provádět bouráním hotového primárního ostění.

Primární ostění použité při novorazbě, se skládá z ocelových svařovaných rámců typu HBX 200 á 1,0 m, rubovou a lícovou sítí o průměru 6 mm s oky 100/100 a stříkaným betonem SB 25 /typ II/J2 (obr. 21). Celková tloušťka primárního ostění činí 350 mm. Vnitřní ztužující dočasná žebra tloušťky 300 mm, jsou v horní části profilu rozepřena svařovanými, příhradovými nosníky pro snadnější demontáž. [3]



Obr. 21 Primární ostění novoražby, zdroj vlastní

V případě zjištění nepříznivých geotechnických vlivů, které by přesáhly předpoklady sanovaného prostředí (přítoky podzemní vody, nadměrné nadvýlomy, nestabilita čeleb), lze aplikovat mimořádná opatření:

- použití sklolaminátových kotev s minimální únosností 160 kN pro stabilizaci čelby (typ 22 N nebo svitkové laminátové kotvy),
- mikropilotový deštník v kalotě dílčího výrubového prostoru štol E, MPK složená z ocelových profilů TR 114 x 10 mm do vějířovitého tvaru,
- dodatečné sanování jednotlivých štol z kaloty profilu, tryskovou injektáží, chemickou injektáží,
- radiální kotvení ostění samozávrtnými kotvami Titan, zamezení nadměrných deformací.

Z výše uvedeného charakteru geologicko – geotechnických poměrů, jednotlivých sanačních opatření, postupu zmáhání závalu a případných rizik, jasně vyplývá složitost provedení podzemního díla. Ražba závalu na jablunkovském tunelu č. II ukazuje rozsah technologických možností a jejich uplatnění v terénu.

4 MATEMATICKÝ MODEL

MEZITUNELOVÉHO PILÍŘE A ZAJIŠTĚNÍ JEHO STABILITY

Hlavním cílem této diplomové práce je stanovení teoretických matematických modelů, které by vystihovaly charakter horninového prostředí (mezitunelový pilíř) před sanačním opatřením a po dosažení kýženého stavu horninového kompozitu, vhodných pro zmáhání závalu metodou členěného výrubu.

K realizaci modelů byl použit software Plaxis, verze 8.2 2D, a Plaxis 3D tunnels. Zvolený software pracuje na základě metody konečných prvků (FEM – Finite Element Method), která se vhodně používá pro úlohy mechaniky hornin, zemin a mechaniky podzemních konstrukcí.

Výpočetní software plaxis:

Systém Plaxis (Plasticity Axi-Symmetry) byl speciálně vyvinut pro řešení geotechnických úloh (deformační a napěťové stavy, případy rovinné deformace a axiálně symetrických modelů). Využívá princip variační metody MKP (FEM), jenž dělí kontinuum na určitý počet prvků (trojúhelníková síť). Každý prvek je tvořen uzlovými body, v nichž lze určovat neznámé parametry, které jsou mezi sebou propojeny vazbami.

Pro každý konečný prvek je sestavována soustava algebraických (parciálních, diferenciálních) rovnic, vyjadřující vztahy mezi proměnnými jednotlivých uzlů. Soubor rovnic, složený z jednotlivých soustav, je řešen na základě spojitosti a rovnováhy v uzlech, zavedením okrajových podmínek úlohy.

Umožňuje vytváření konstitutivních modelů pro simulaci nelineárního a časově závislého chování zemin, hydrostatických i hydrodynamických účinků vody v zeminách a vzájemných interakcí mezi horninovým prostředím a samotnou konstrukcí.

4.1 Systém modelování

Pro modelování degradovaného stavu byly zvoleny tři příčné řezy, vystihující horninový masív v porušené lokalitě závalu (TM 70, 96 a 130). Příčný řez TM 70, charakterizuje začátek ražby přes zával metodou členěného výrubu. Následující dva řezy se nacházejí v epicentru závalu, ke kterému došlo 15. 11. 2009.

Vhodnost jednotlivých řezů zvolených v daném staničení, byla podložena především blízkostí inženýrsko – geologických vrtů, jenž byly reakcí na mimořádnou událost. Doplnkový průzkum, zhotoven firmou ARCADIS Geotechnika a. s., podrobně definoval geologický stav, který vzhledem ke své struktuře musel být zjednodušen. Při vykreslení geometrie a následném generování sítě konečných prvků, docházelo ke vzájemné kolizi vrstev s malou mocností nebo s příliš strmým sklonem.

Mechanicko – fyzikální vlastnosti zastižených hornin a zemin, uplatněné v jednotlivých geologických vrstvách (tab. 4), vycházejí ze *Závěrečné zprávy doplnkového geotechnického průzkumu*. Neznámé objemové tíhy saturovaných zemin, byly stanoveny dle rovnice $\gamma_{sat} = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w$, pro neznámou pórovitost byl použit předpoklad nárůstu původní objemové tíhy (γ_s) v rozmezí 1,5 – 2 KN/m³.

Parametry výztužných konstrukcí (primární ostění, mezilehlé ostění a rozpěrné profily HEB) byly stanoveny jako normové vlastnosti (tab. 5). Hladina podzemní vody byla zaznamenána ve všech modelových řezech. Ustálená hladina v TM 70 dosahovala hloubky až 6,78 m pod úrovní terénu, v TM 96 – 2,45 m a v TM 130 – 7,2 m pod úrovní terénu.

Rozsah jednotlivých modelů, ohraničen tzv. *tuhou vanou*, byl vymezen hranicemi ve vzdálenosti šestinásobku poloměru podzemního díla ($r=6,75$ m). Z této geometrické okrajové podmínky vyplývá, že v okolí těchto hranic se již neočekávají změny napětí, respektive deformací, které by mohly vzniknout od přestrojování nového tunelu č. II.

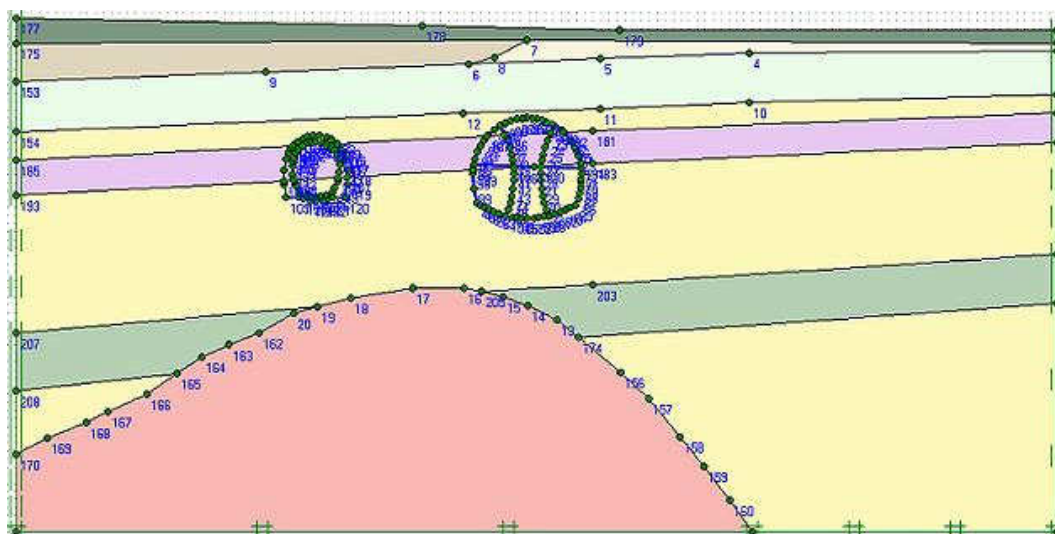
Tab. 4) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů v úseku TM 70 – 130 (01/2010) [8]

| Geotechnický typ | ČSN 736133 | Konzistence / ulehlost | $\gamma(\text{kN.m}^{-3})$ | $\phi_{\text{ef}} (^{\circ})$ | C_{ef} (KPa) | E_{def} (MPa) | μ [-] | Mat. model | Mat. typ |
|---|-------------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------|-------------------|----------------|
| Navážky (uhelná hlušinová sypanina) | G3 GFY | ulehlá / zhutněná | 21,0 | 32 | 1 | 80 | 0,25 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Navážky (uhelná hlušinová sypanina) | G3 GFY | ulehlá / nezhutněná | 21,0 | 30 | 1 | 40 | 0,3 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Navážky (vytěž. materiál ze starého tunelu) | F6 CIY, F4 CSY | tuhá | 20,5 | 17 | 14 | 4 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Deluviální jíly | F6 CI, F4 CS | tuhá - pevná | 21,0 | 22 | 17 | 6 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Eluviální jíly a jíly písčité | F6 CI, F4 CS | pevná | 21,0 | 22 | 12 | 6 | 0,35 | | |
| Jílovce (po úroveň 508 m.n.m., vyjma 523-527 m.n.m) | R6 (F4 CS) | pevná | 21,0 | 22 | 15 | 10 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Jílovce (523-527 m.n.m) | R6 (F4 CS) | pevná | 21,0 | 22 | 5 | 8 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undra ined |
| Jílovce (508-502 m.n.m) | R6 (F4 CS) | pevná | 21,0 | 22 | 15 | 15 | 0,35 | | |
| Prachovce | R5 | - | 21,0 | 22 | 18 | 20 | 0,35 | | |
| Kamenné ostění stávajícího tunelu Kalchberg | - | - | 25,0 | - | - | $2,5 \cdot 10^7$ | 0,2 | Linear elastic | Non- porous |

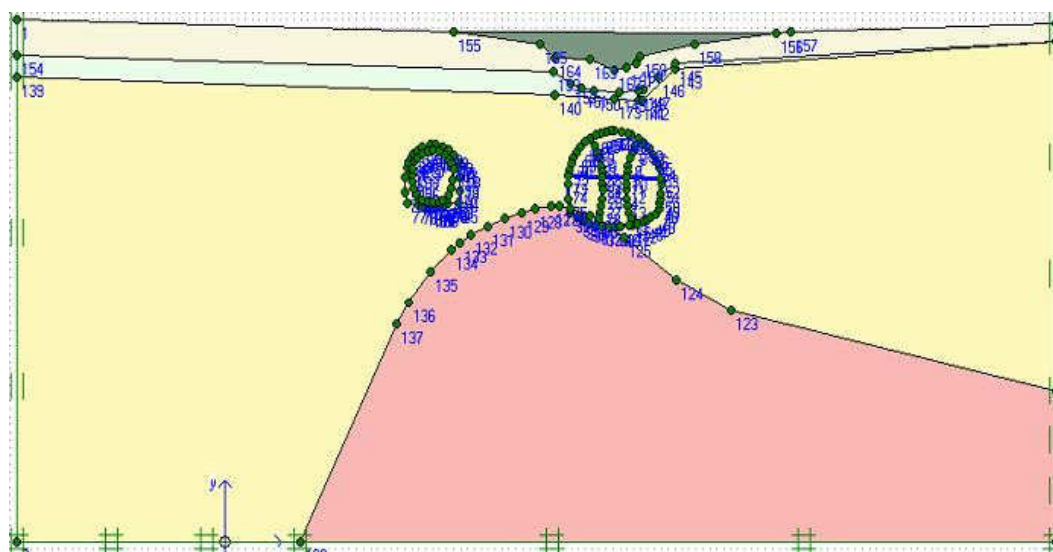
Tab. 5) Hodnoty mechanických parametrů výztužných konstrukcí

| Konstrukce | Materiálový typ | Normálová tuhost EA [KN/m] | Ohybová tuhost EI [KNm ² /m] | Tl. konst. d [m] | Obj. Tíha w [KN/m/m] | ν [-] |
|--|--------------------|----------------------------------|---|---------------------|----------------------------|-----------|
| Stříkaný beton (primární výztuž nového tunelu) | Elastic | $8,050 \cdot 10^6$ | $8,218 \cdot 10^4$ | 0,35 | 8,75 | 0,2 |
| Vnitřní dočasná žebra (stříkaný beton) | Elastic | $6,900 \cdot 10^6$ | $5,175 \cdot 10^4$ | 0,3 | 7,8 | 0,2 |
| Profil HEB 300 (dočasná rozpěry) | Elastic | $9,45 \cdot 10^6$ | $7,250 \cdot 10^4$ | 0,3 | 2,4 | 0,35 |

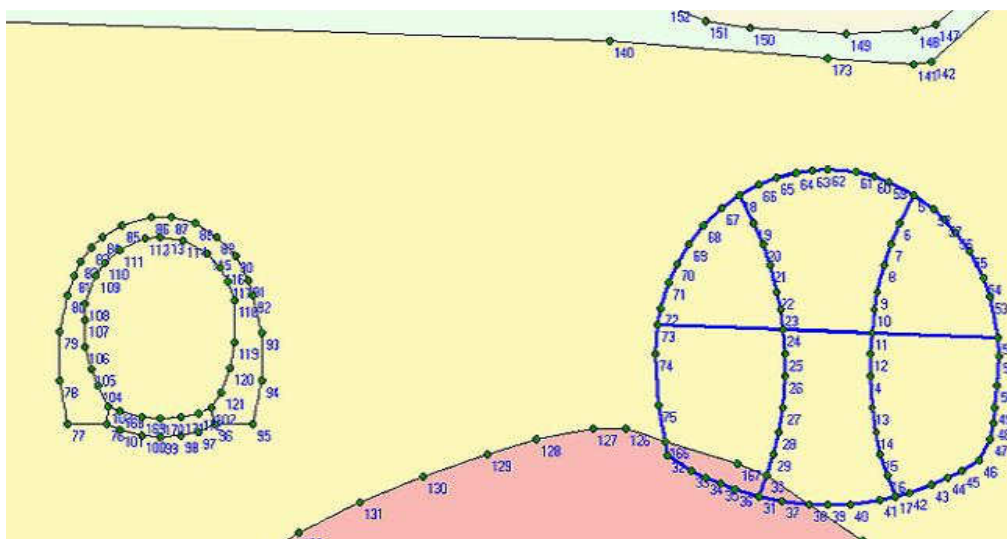
V každém příčném řezu byla namodelována varianta zmáhání závalu pouze metodou členěného výrubu. Cílem bylo stanovit co nejnepříznivější stav horninového masívu, který bude nutné opatřit vhodným sanačním opatřením.



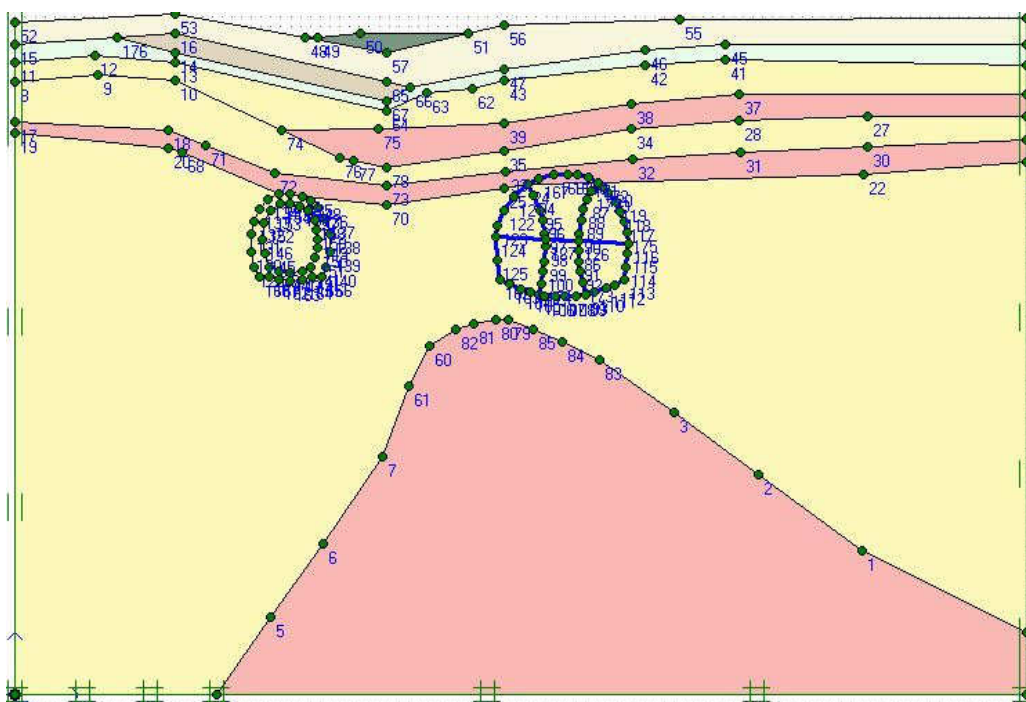
Obr. 22 Schéma geometrie TM 70, zdroj vlastní



Obr. 23 Schéma geometrie TM 96, zdroj vlastní



Obr. 24 Detail podzem. konstrukcí a mezitunelového pilíře TM 96, zdroj vlastní



Obr. 25 Schéma geometrie TM 130, zdroj vlastní

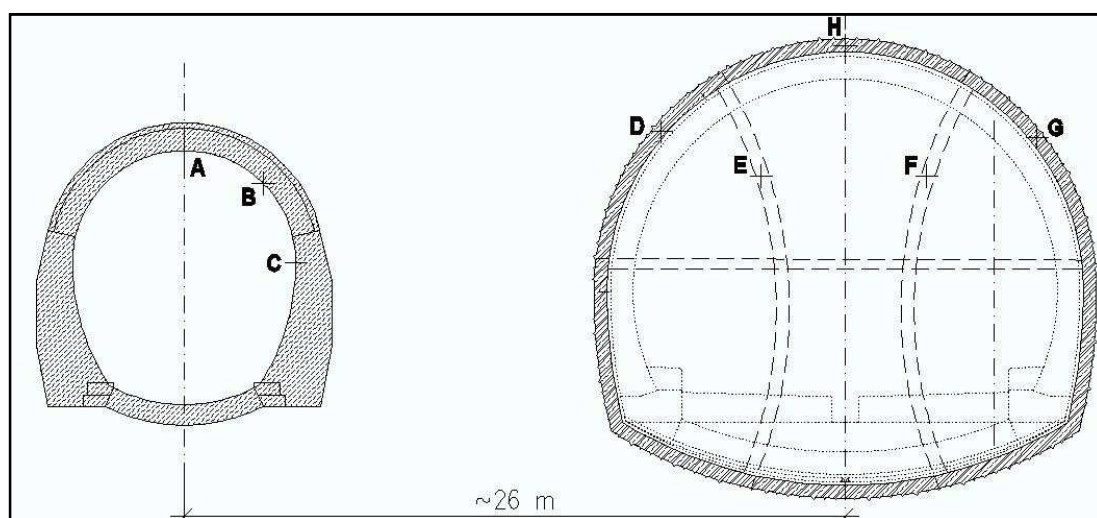
Ve všech řezech byla nastavena stejná hustota generované sítě (very fine cluster). Dalším postupem bylo zvolení počátečních podmínek výpočtu pomocí pórového tlaku „phreatic level“ (pórový tlak roste s hloubkou – hydrostatický stav modelu) a nastavení primárního stavu napjatosti, definováním koeficientu bočního tlaku K_0 v jednotlivých klastrech. Pro horniny (jílovce, prachovce) byl koeficient K_0 přepočten pomocí vztahu $[K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}]$, protože standardní nastavení v softwaru plaxis je nastaveno pro zeminy

dle Jákyho vztahu [$K_b = 1 - \sin \varphi$].

Kalkulační mód:

Zachycení stávajícího stavu horninového prostředí, tj. situace s již vyraženým tunelem Kalchberg, bylo simulováno v první výpočetní fázi, která navazuje na iniciační fázi (stav bez antropogenní činnosti). Všechny ostatní fáze (ražení a vyztužování tunelu) vycházejí z primárně – napěťového stavu od vyraženého tunelu č. I. K eliminaci vzniklých posunů z fáze jedna, byl použit příkaz „reset displacements to zero” v následující fázi.

V jednotlivých profilech byly instalovány měřicí body, pomocí nichž se sledoval průběh vertikálních a horizontálních posunů na podzemních konstrukcích, během ražby metodou členěného výrubu.



Obr. 26 Schéma rozmístění měřících bodů [8], vlastní zpracování

Instalace primárního a pomocného ostění ze SB a ocelových profilů, byla realizována po proběhnutí 25 % celkových deformací, čímž se simuloval předpoklad metody ražení pomocí NATM. Typ výpočtu byl nastaven u všech fází jako „Plastic“, založený na elasto – plastické analýze. Provádění jednotlivých kroků k dosažení kýženého stavu konstrukce, se využíval mód „staged construction“, který umožňoval aktivaci nebo deaktivaci jednotlivých částí konstrukce či klastrů, v závislosti na stupni budování podzemního díla. Průběh kalkulačního módu byl proveden dle teorie malých deformací (za předpokladu dosud nedeformované sítě konečných prvků), která se hojně využívá pro většinu geotechnických úloh.

4.2 Zhodnocení profilů v TM 70, 96 a 130

Tato podkapitola se zabývá srovnáním výše uvedených profilů, z hlediska největšího deformačního ovlivnění mezitunelového horninového pilíře a podzemních děl. Porovnání jednotlivých profilů bylo stanoveno na základě posunů v jednotlivých měřicích bodech (obr. 26).

Příčné řezy:

Volba profilu pro stanovení sanačního opatření je založena na výšce nadloží nad přestrojovaným tunelem, úrovni hladiny podzemní vody a velikosti deformací při ražbě metodou členěného výrubu:

- výška nadloží v TM 70 – 10,6 m; TM 96 – 12,9 m; TM 130 – 14,1 m,
- ustálená hladina podzemní vody pod úrovní terénu v TM 70 – 6,78 m; TM 96 – 2,45 m; TM 130 – 7,2 m.

Výsledky posunů v řezech jsou srovnány z hlediska největšího ovlivnění, ke kterému docházelo během ražby. V měřicích bodech A, B, C, jsou zaznamenány konečné deformace, které vystihují celkové zhotovení nového profilu. Hodnoty uvedené v bodech D – H vystihují maximální deformace, vzniklé při ražbě jednotlivých etap čelby (tab. 6).

Tab. 6) Hodnoty deformací jednotlivých profilů

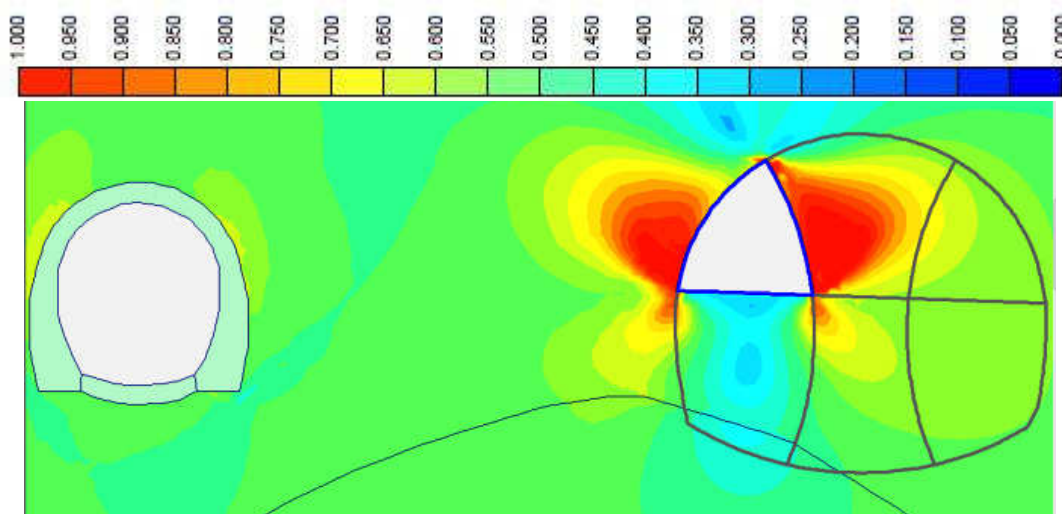
| Profily | Max. Deformace [mm] | Měřicí body | | | | | | | |
|---------|---------------------|----------------------|-----|------|------------------|-----|-----|-----|-----|
| | | Kalchberg tunel č. I | | | Nový tunel č. II | | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G | H |
| TM 70 | Vertikální posun | -11 | -9 | -7,1 | -46 | -33 | -20 | -43 | -17 |
| | Horizontální posun | 17 | 19 | 20 | 41 | -25 | 19 | -39 | 6,4 |
| | Totální posun | 19 | 20 | 21 | 53 | 41 | 35 | 38 | 17 |
| TM 96 | Vertikální posun | -17 | -15 | -14 | -57 | -43 | -40 | -44 | -15 |
| | Horizontální posun | 18 | 19 | 22 | 49 | -33 | 28 | -41 | 8 |
| | Totální posun | 24 | 24 | 25 | 63 | 52 | 37 | 39 | 20 |
| TM 130 | Vertikální posun | -24 | -19 | -25 | -50 | -36 | -33 | -40 | -24 |
| | Horizontální posun | 14 | 16 | 19 | 56 | -38 | 22 | -31 | 5,2 |
| | Totální posuny | 26 | 25 | 27 | 70 | 49 | 36 | 38 | 23 |

Z porovnání jednotlivých kritérií je vidět, že nejhůře dopadl profil TM 96. Úroveň hladiny podzemní vody, zaznamenaná 2,45 m pod povrchem, značně degraduje fyzikálně – mechanické parametry nadloží tunelu, které by mohlo vést k většímu dosahu plastické zóny v okolí výrubu (viz. kapitola 3). Pokud porovnáme deformace na profilu TM 96 a 130 dojdeme k závěru, že jsou téměř shodné, ačkoliv TM 130 vykazuje větší míru deformačního ovlivnění, vyvozenou vyšší hloubkou nadloží, je nutné přihlédnout ke stavbě geologického masívu. Z geologické stavby TM 96 je patrný styk dvou horninových vrstev (jílovců a prachovců), a to přesně v místě zhotovení levé části protiklenby tunelu (obr. 24). V této oblasti se dá předpokládat nerovnoměrné sedání celé spodní klenby nového tunelu. Dle jednotlivých kritérií byl zvolen jako nejnepříznivější profil TM 96.

4.3 Profil TM 96

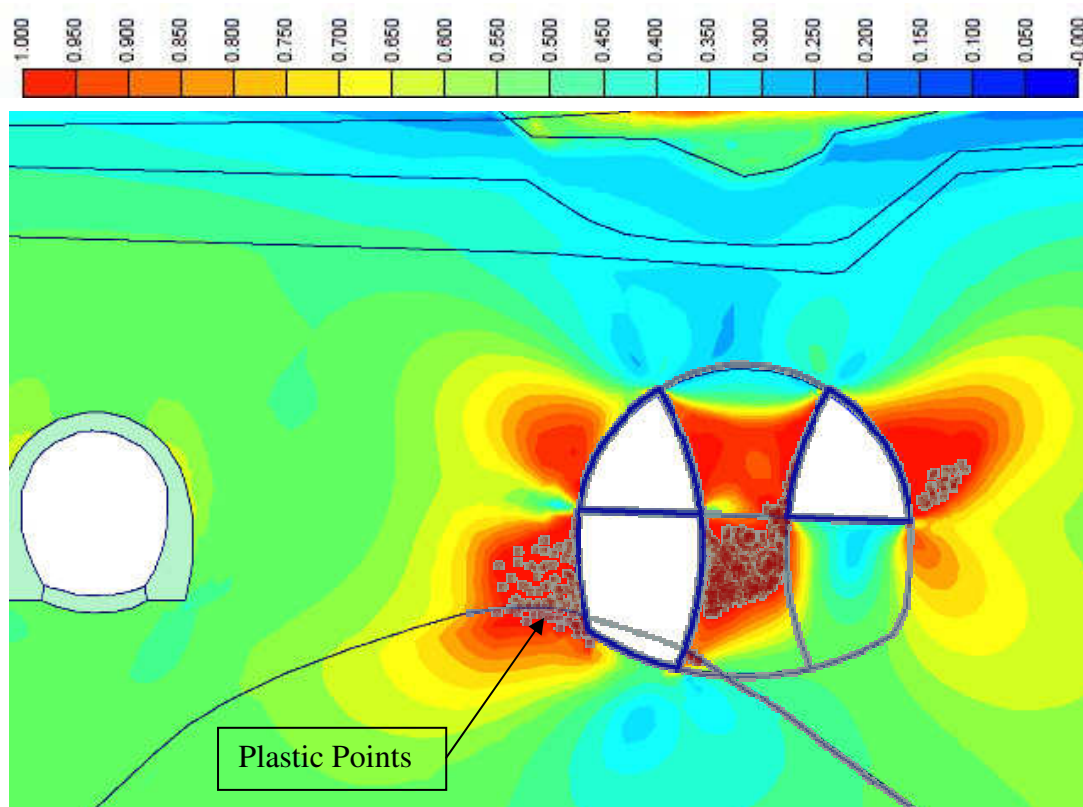
Ve zvoleném profilu je nutné se zaměřit na deformačně – napět'ové ovlivnění mezitunelového horninového pilíře od zmáhání závalu, metodou členěného výrubu. Rozsah vlivu ražby, v již tak degradovaném horninovém masívu, poslouží pro stanovení sanačního opatření v podobě gravitační injektáže.

Aplikací metody členěného výrubu dochází k postupnému ovlivnění horninového mezitunelového pilíře. V přibližně 16 m horninovém masívu oddělující stávající podzemní konstrukce, lze pozorovat vznik plastických zón a stoupající rozsah čerpání smykové pevnosti.



Obr. 27 Stupeň čerpání smykové pevnosti št. A, zdroj vlastní

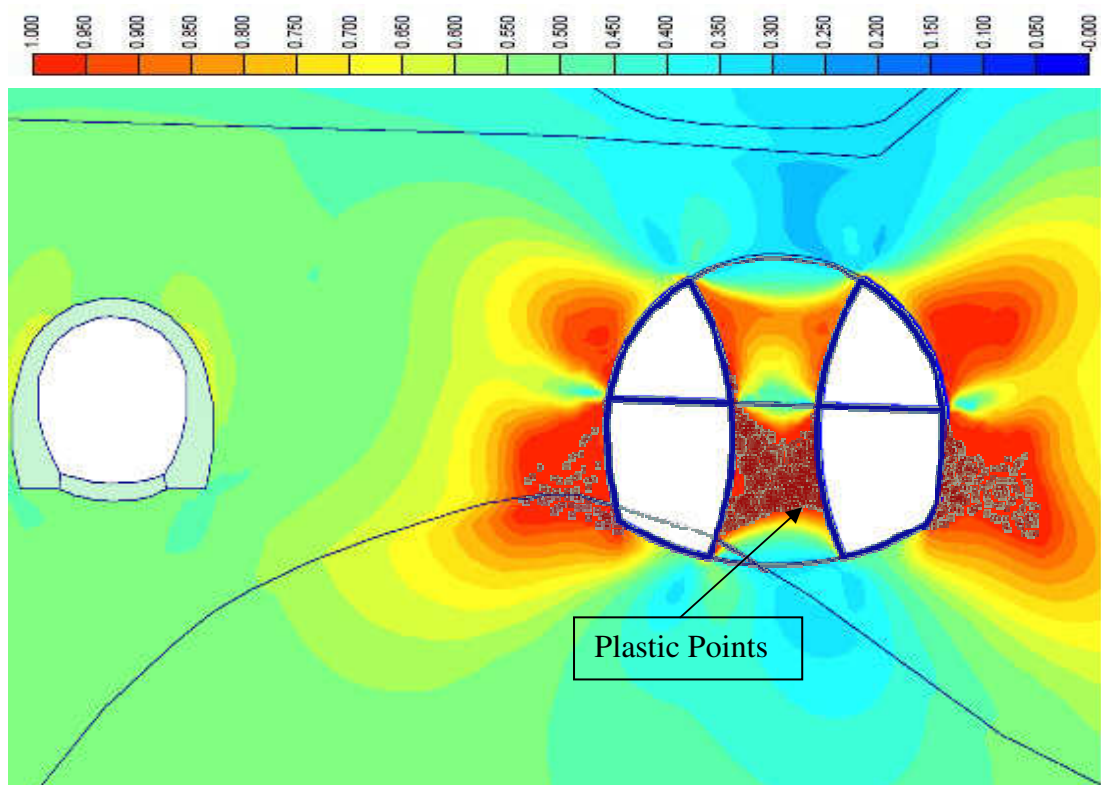
Postupným dobíráním jednotlivých štol pozorujeme rozšiřování nežádoucích oblastí, ve kterých dochází k vyčerpání smykové pevnosti, za rubem ostění nového tunelu. Tyto nejvíce porušené zóny (obr. 28 stupeň červené škály 1,0) jsou totožné s oblastí vzniku plastických zón přetváření horninového masívu (body tlakového porušení). V těchto oblastech horninový masív přestává plnit svou funkci, dojde k jeho porušení a k nevratným deformacím, jenž mohou zapříčinit nerovnoměrné zatížení působící na primární ostění tunelu nebo nadměrné nadvýlomy.



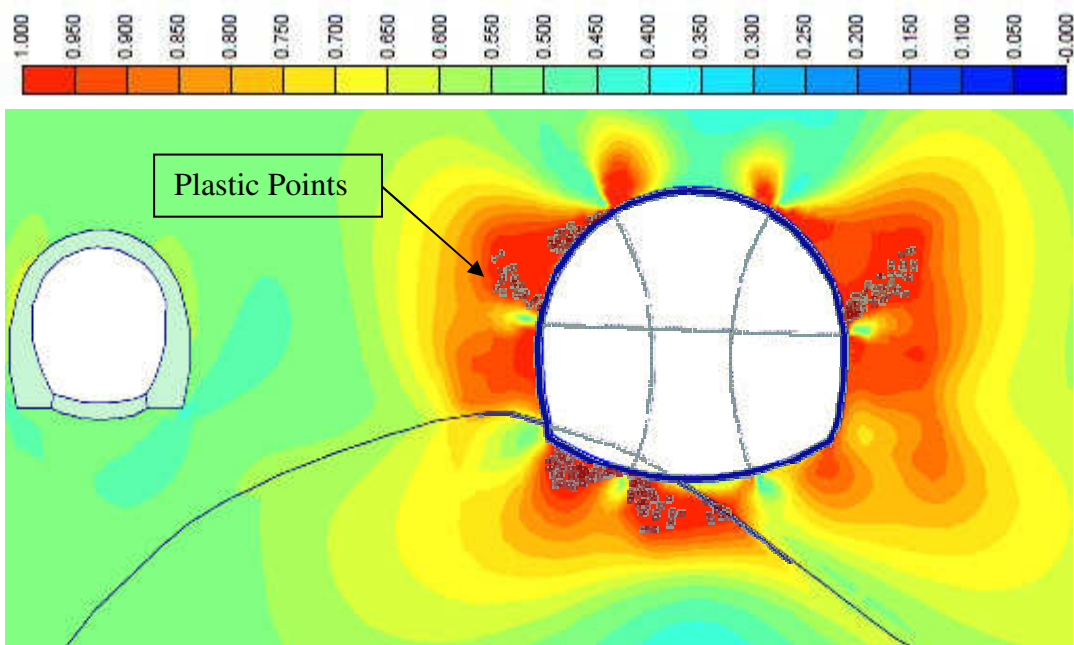
Obr. 28 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. C, zdroj vlastní

Stupeň čerpání smykové pevnosti je získán na základě poměru $\tau_{rel} = \frac{\tau^*}{\tau_{max}}$, kde τ^* je skutečný poloměr Mohrovy kružnice v daném bodě a τ_{max} je poloměr Mohrovy kružnice dotýkající se Mohrovy obalové čáry.

Z provedeného matematického modelu je vidět, že k nejvýraznějšímu ovlivnění horninového pilíře dochází při otvírce spodních štol (C, D – obr. 28, 29). Vyražením celého podzemního díla by mohlo dojít k provázání nežádoucích oblastí a vytvoření tzv. rozvolněné zóny.



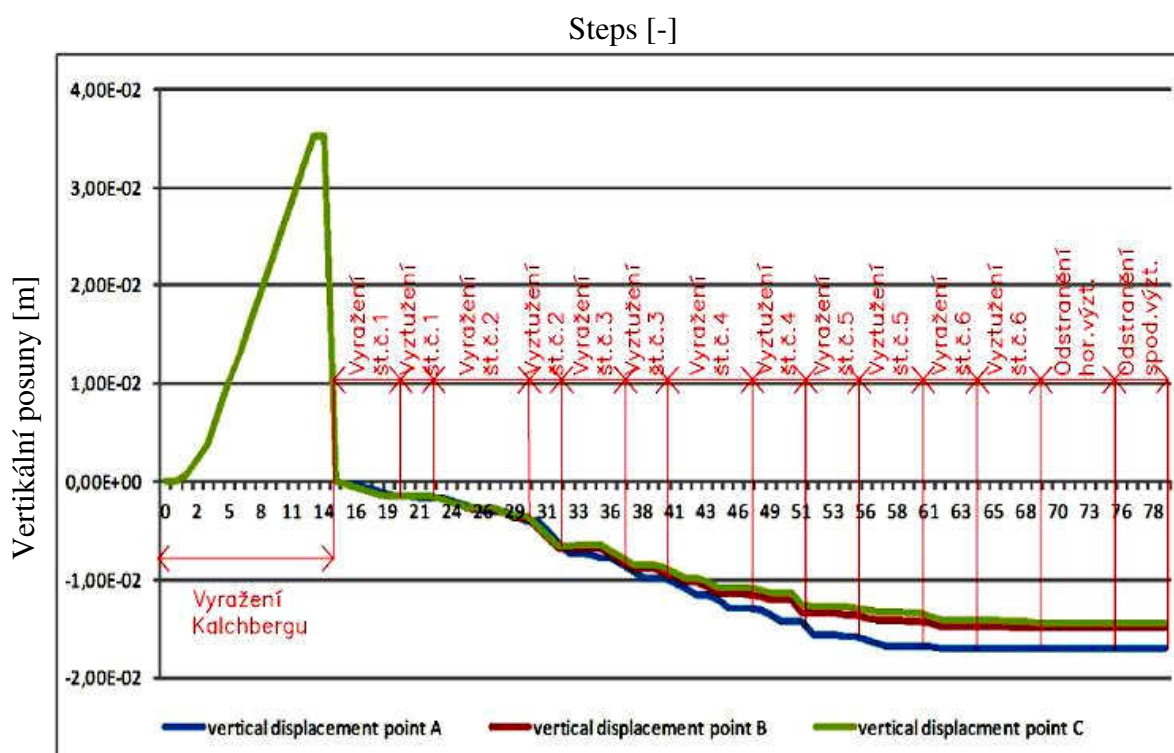
Obr. 29 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž .št. C, D, zdroj vlastní



Obr. 30 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. celého profilu, zdroj vlastní

Deformační ovlivnění:

Realizací členěného výrubu byly zjištěny posuny (ve vertikálním a horizontálním směru) na stanovených měřících bodech (viz. Obr. 26), umístěných v obou tunelových profilech. Průběh posunů, zjištěný v tunelu č. I, vypovídá o vlivu zmáhání závalu na tunelu č. II, jenž se transponuje mezitunelovým horninovým pilířem.



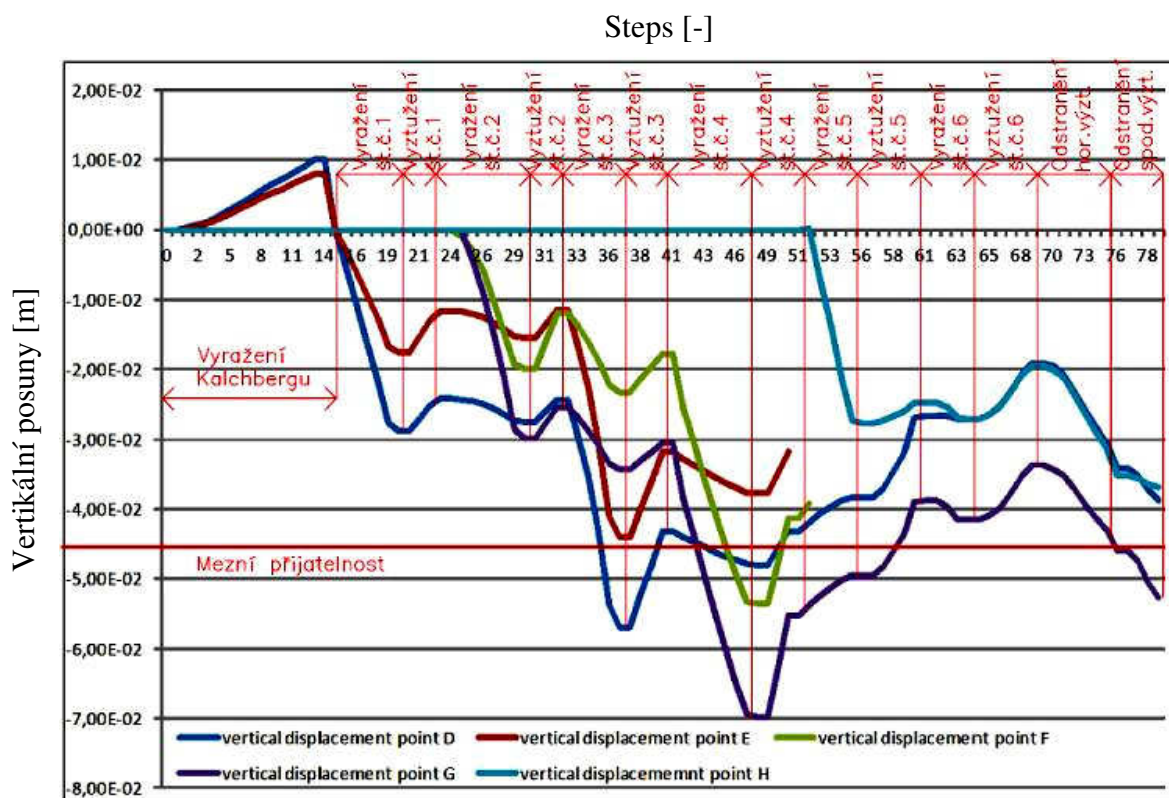
Obr. 31 Graf průběhu vertikálních posunů na tunelu č. I, zdroj vlastní

Graf popisuje vertikální ovlivnění ostění, provozovaného tunelu Kalchberg, při postupném zmáhání závalu na novém tunelu.

Tab. 7) Maximální posuny v TM 96

| Profil | Max. Posuny [mm] | Měřící body | | | | | | | |
|--------|---------------------|----------------------|-----|-----|------------------|-----|-----|-----|-----|
| | | Kalchberg tunel č. I | | | Nový tunel č. II | | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G | H |
| TM 96 | Vertikální posuny | -17 | -15 | -14 | -57 | -43 | -40 | -44 | -15 |
| | Horizontální posuny | 18 | 19 | 22 | 49 | -33 | 28 | -41 | 8 |
| | Totální posuny | 24 | 24 | 25 | 63 | 52 | 37 | 39 | 20 |

Průběh zobrazených křivek v grafu (obr. 32), poskytuje komplexní přehled vývoje vertikálních posunů při ražbě nového tunelu. Na základě stanovení přijatelné mezní hodnoty vertikálních posunů (45 mm), byly vyhodnoceny stávající posuny jako nepřijatelné při dodržení zásad členěného výrubu.



Obr. 32 Graf průběhu vertikálních posunů na tunelu č. II, zdroj vlastní

Rezultát profilu TM 96 potvrzuje původní předpoklad, že při realizaci nového tunelu (metodou členěného výrubu), v již tak degradovaném horninovém prostředí, lze očekávat vyšší míru ovlivnění stability horninového pilíře. Z tohoto důvodu je nutné přistoupit k návrhu sanačního opatření, které zmírní stabilitní ovlivnění pilíře a následný nepříznivý dopad na provozovaný tunel č. I.

4.4 Návrh gravitační injektáže

Návrh vychází z obráceného technologického postupu etap I a II, vybraných pro výstavbu nového tunelu. Stabilita mezitunelového pilíře byla nejdříve podrobena vlivu výstavby tunelu č. II, metodou členěného výrubu. Na základě tohoto ovlivnění bylo přistoupeno k sanačnímu opatření. Předpoklad navržené gravitační injektáže je zpevnit porušený horninový masív, vyplnit kaverny a volné dutiny. Podmínkou zvolené injektáže je minimalizovat riziko nepříznivého ovlivnění provozovaného tunelu č. I. Deformační ovlivnění podzemních děl bylo porovnáno s výstupy konvergenčního měření probíhajícího v TM 100.

Gravitační injektáž:

Návrh geometrie (příloha č. 3) sanované oblasti, vychází z nepříznivého dosahu zóny, ve které bylo zjištěno největší čerpání smykové pevnosti. Gravitační injektáž byla rozdělena do třech oblastí. V první oblasti (profil tunelu) byla vytvořena kompozitní clona při rozrušovacím tlaku 15 MPa. Druhá a třetí oblast vznikly pomocí diskontinuit v horninovém masívu, o čemž svědčí vyšší spotřeba injekční směsi a zaznamenání vniku směsi do provozovaného tunelu. Modelováním přechodových oblastí dojde k zaznamenání plynulejšího průběhu nepříznivých vlivů od zmáhání závalu.

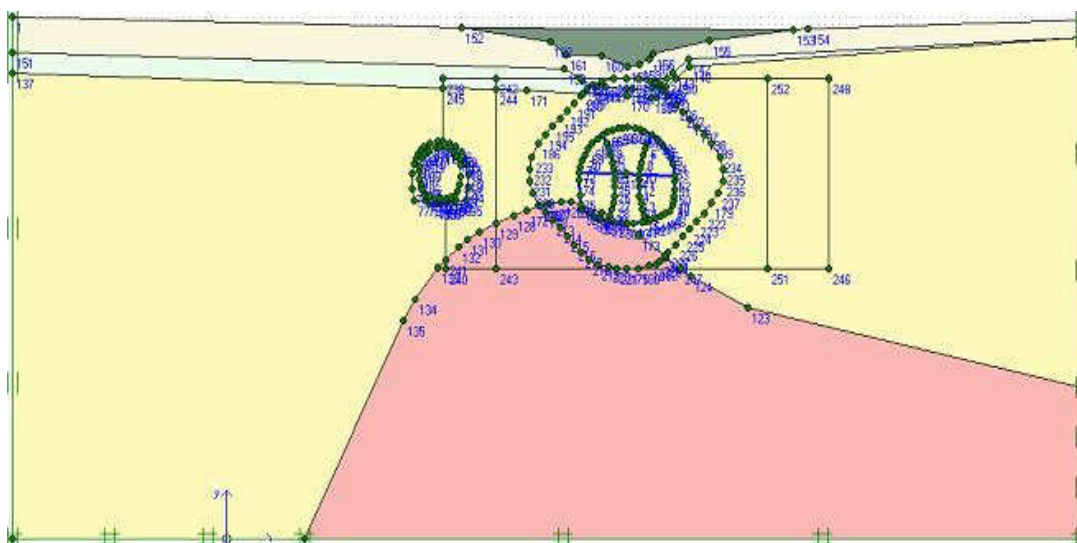
Stanovené fyzikálně - mechanické parametry jednotlivých oblastí, vycházejí z předpokladu dosažení minimální pevnosti v tlaku $\sigma_d = 3,3$ MPa v primární sanované oblasti. Oblast 2 a 3 byla uvažována s nižší hodnotou ($\sigma_d = 1,5; 1,0$ MPa). Potřebné následující vstupy (soudržnost, úhel vnitřního tření) byly stanoveny z Mohr – Coulumby teorie porušení (příloha č. 4).

Tab. 8) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů gravitační injektáže

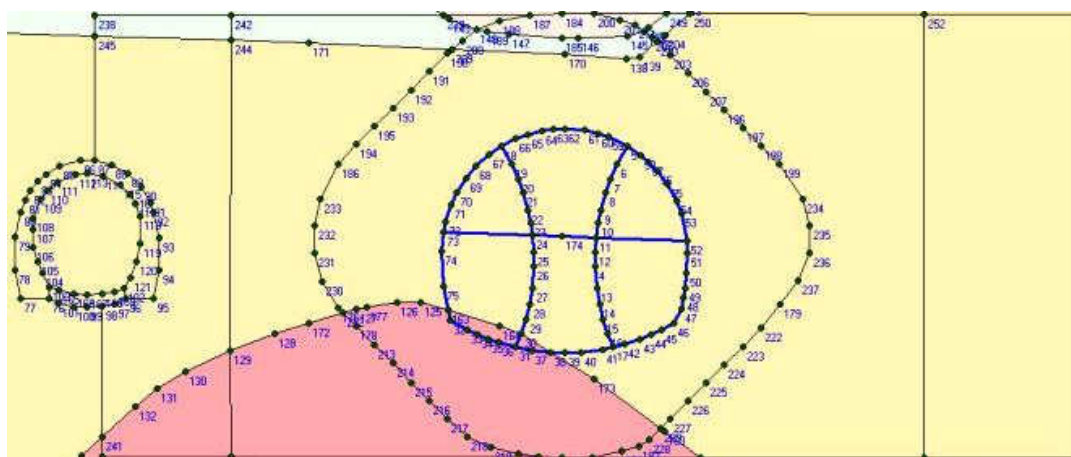
| Geotechnický typ | $\gamma(\text{kN.m}^{-3})$ | ϕ_{ef} (°) | C_{ef} (KPa) | E_{def} (MPa) | μ [-] | Mat. model | Mat. typ |
|--------------------------------------|----------------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------|------------------|---------------|
| Gravitační injektáž (oblast č. 1) | 21,0 | 58 | 476 | 11,5 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Gravitační injektáž (oblast č. 2) | 21,0 | 57 | 217 | 10,5 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |
| Gravitační injektáž (oblast č. 3) | 21,0 | 57 | 144 | 10,5 | 0,35 | Mohr- Coulomb | Undrai ned |

Deformační modul byl z hlediska konzervativnosti návrhu zvýšen jen o 1,5 MPa (oblast č. 1), původní předpoklad odhadoval dosažení charakteru hornin třídy R5 ($E \sim 20$ MPa Technická zpráva E. 1).

Výsledná geometrie sanované části (oblast č. 1) byla aproximována na oválnou plochu, čímž dojde k eliminaci vzniku nežádoucích špiček napětí v okolí nového profilu.



Obr. 33 Schéma geometrie sanovaného profilu TM 96, zdroj vlastní



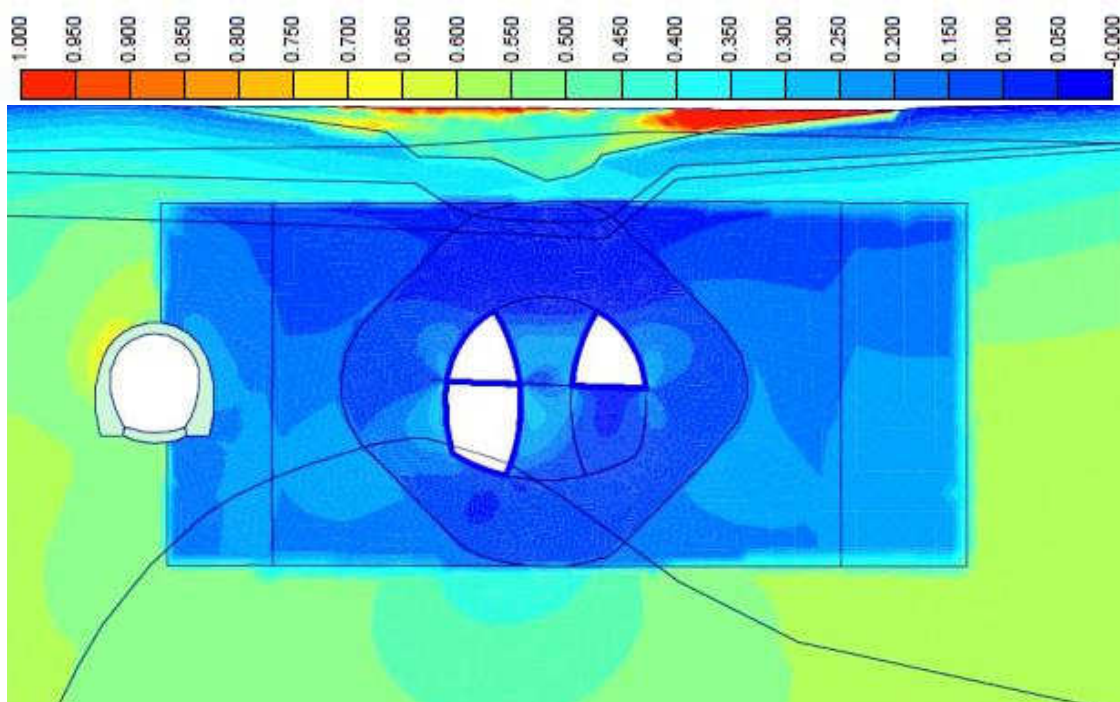
Obr. 34 Detail geometrie sanovaného profilu TM 96, zdroj vlastní

4.5 Analýza sanačního opatření z hlediska stability, deformací a technologie ražení

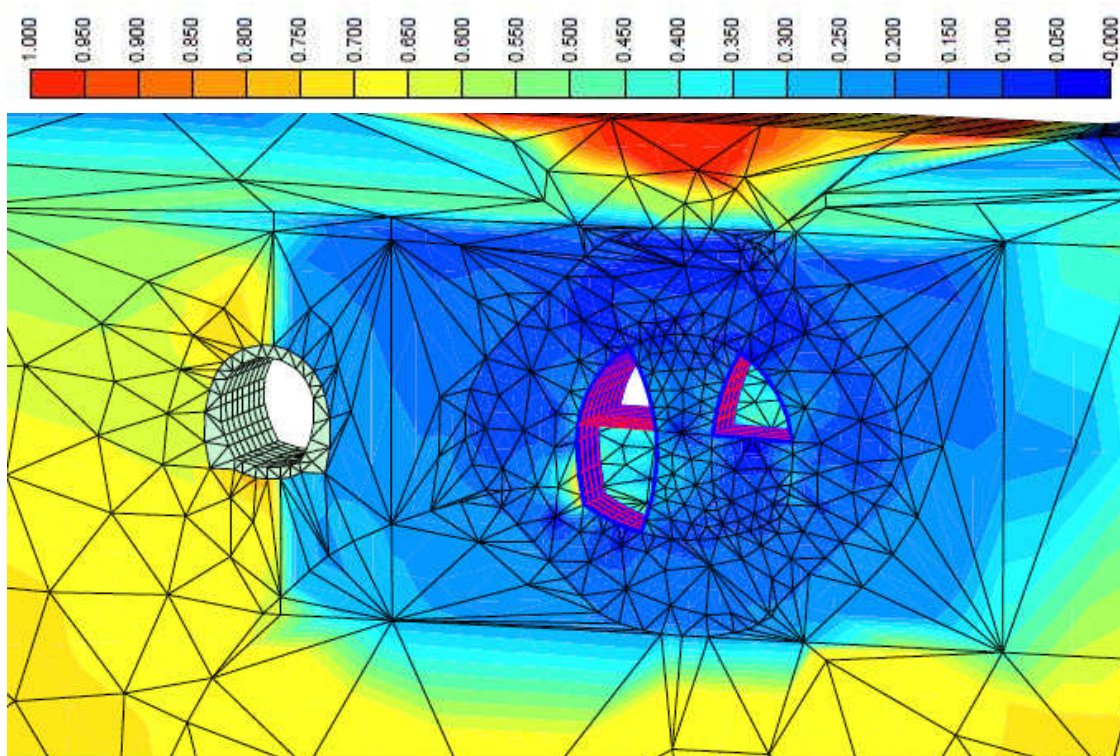
Rozbor vlivu gravitační injektáže byl rozdělen do dvou modelových variant. V první modelové situaci (Plaxis 2D) nedochází k dodržení technologického postupu zmáhání závalu (8 m odstup jednotlivých čeleb). Z tohoto důvodu bylo přistoupeno k řešení úlohy pomocí 3D modelu (Plaxis 3DT). V tomto modelu lze pozorovat vliv razicího cyklu (zabírka $a = 1$ m), v závislosti na jeho vzdálenosti od probíhajícího monitoringu v TM 100 stávajícího tunelu. Z upřesněné dispozice očekáváme exaktnější výsledky působících nežádoucích vlivů na horninový pilíř. Jednotlivé varianty byly porovnány a následně vyhodnoceny.

Stabilitní poměr 2D – 3D modelu:

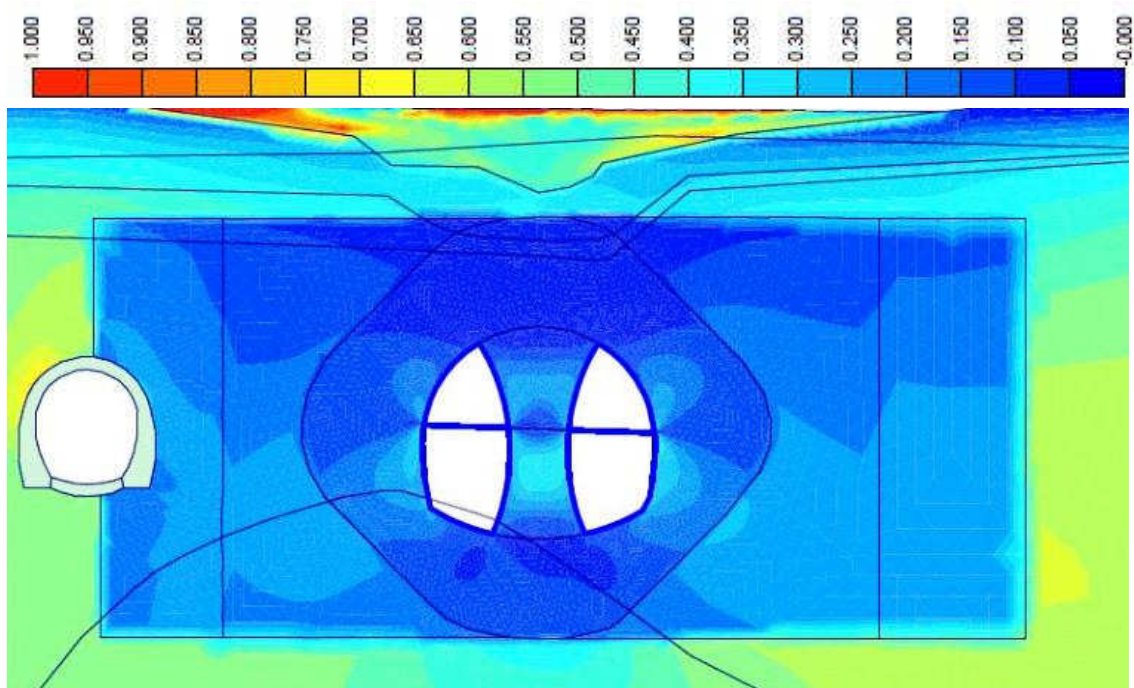
Stupeň čerpání smykové pevnosti klesl téměř o 50 % a vznik plastických zón přetváření byl zcela eliminován v horninovém pilíři. Při porovnání obou modelů je stabilitní vývoj téměř totožný. Rozchod modelů nastává při konfrontaci technologického postupu. Ve 3D modelu lze pozorovat nárůst čerpání smykové pevnosti (přibližně o 15 % vzhledem k blízkému okolí) na čelbě ražených štol (obr. 36, 38), jenž se šíří do zatím nevyraženého horninového masívu. K zásadnímu ohrožení horninového pilíře nedochází, přesto lze pozorovat vliv razicího záběru, který převážně ovlivňuje stabilitu čelby ve štolách při ražení a vyztužování podzemního díla.



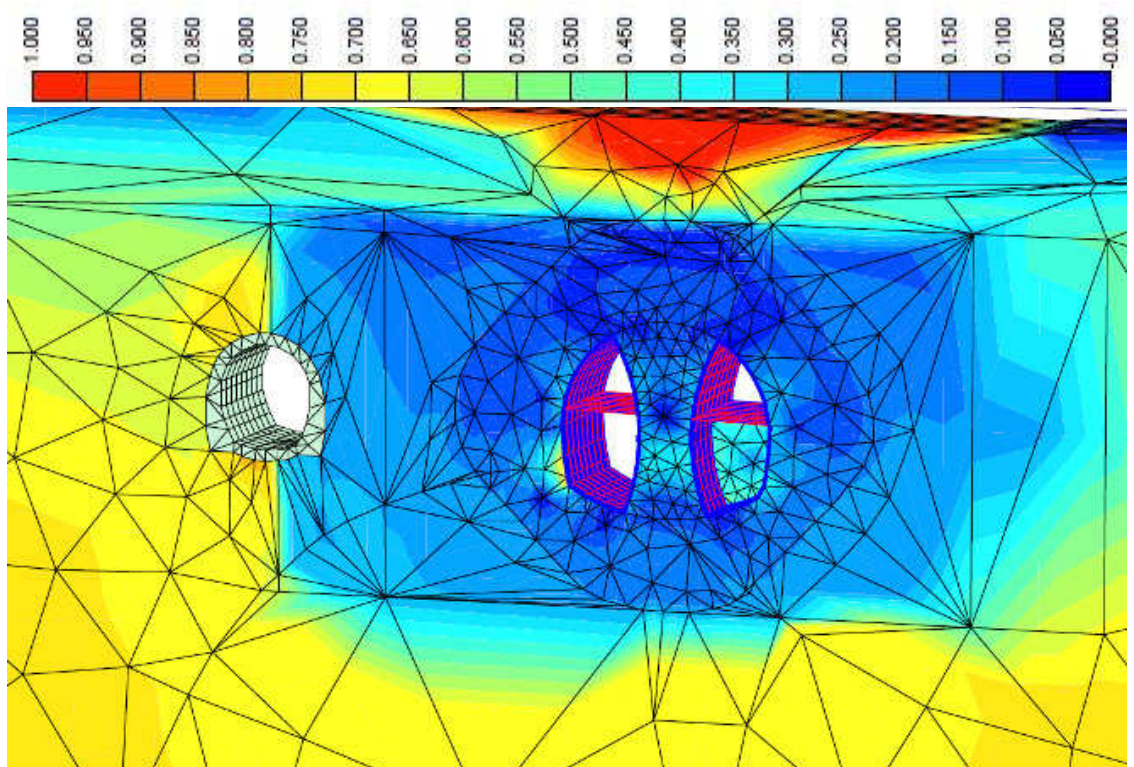
Obr. 35 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 3, zdroj vlastní (2D)



Obr. 36 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 2,3 – 4 m, zdroj vlastní (3D)



Obr. 37 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4, zdroj vlastní (2D)



Obr. 38 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4 – 4 m, zdroj vlastní (3D)

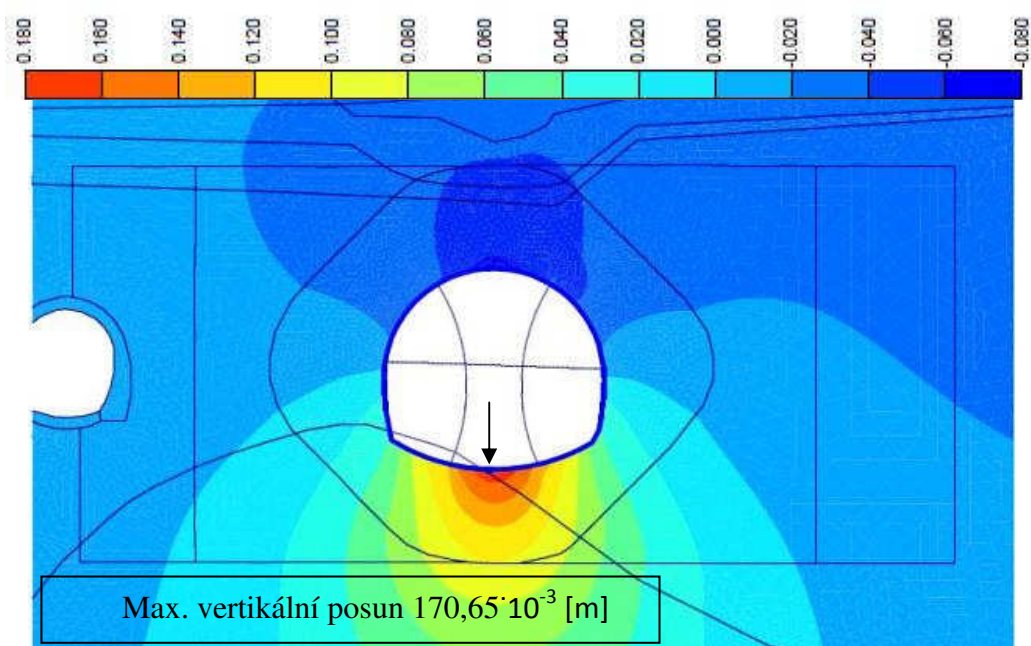
Deformační ovlivnění:

Jednotlivé vertikální a horizontální posuny měřících bodů, byly porovnány s probíhajícím konvergenčním měřením v nejbližším profilu TM 100. Hodnoty uvedené v tabulce byly srovnány z hlediska konečných posunů zhotoveného podzemního díla. Navržené modely vykazují řádově o 10 mm větší posuny v tunelu č. I a poměrně přesnou shodu s profilem č. II (rozdíl do 5 mm).

Z dodržení technologického postupu, aplikovaného ve 3D modelu, bylo možné sledovat přibližování a vzdalování jednotlivých čeleb nového profilu, nicméně k zásadnímu rozdílu mezi posuny sledovanými v podzemním díle č. I nedošlo.

Tab. 9) Srovnání konečných posunů

| Profil | Max. Deformace [mm] | Měřící body | | | | | | | |
|-----------------|---------------------|----------------------|-----|-----|------------------|-------|-------|-------|-----|
| | | Kalchberg tunel č. I | | | Nový tunel č. II | | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G | H |
| TM 100 (Barab) | Vertikální posuny | 2 | 3 | -1 | -52,5 | -27,5 | -13,5 | -28,5 | 8 |
| | Horizontální posuny | 12 | 10 | 1 | 42,5 | -13 | 11 | -35 | -5 |
| TM 96 (san. 2D) | Vertikální posuny | -14 | -13 | -12 | -47 | -21,5 | -17 | -31 | -19 |
| | Horizontální posuny | 22 | 24 | 25 | 45 | -12 | 10 | -41,5 | -3 |
| TM 96 (san. 3D) | Vertikální posuny | -9 | -12 | -14 | - | - | - | - | - |
| | Horizontální posuny | 22 | 23 | 25 | - | - | - | - | - |



Obr. 39 Průběh vertikálních posunů v okolí výrubu, zdroj vlastní

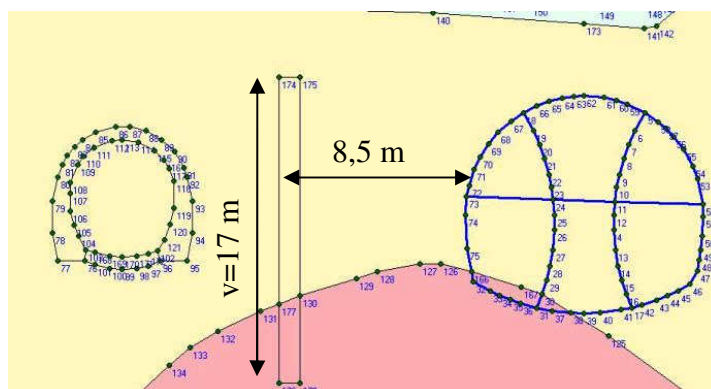
4.6 Návrh a zhodnocení tryskové injektáže

Druhé sanační opatření se zabývá vytvořením podélné pilotové stěny z tryskové injektáže oddělující podzemní díla. V této kapitole se sanační opatření zaměřuje pouze na vliv mezitunelového horninového pilíře a sledování míry ovlivnění s měnící se polohou tryskové clony ($r = 0,6 \text{ m}$). Poloha TI byla zvolena dle dosahu nepříznivých zón, ve kterých dochází k čerpání smykové pevnosti (Obr. 29).

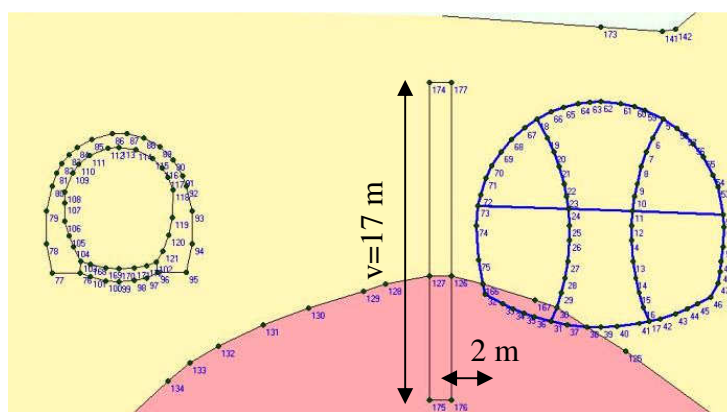
Materiálový model tryskové injektáže byl zvolen jako lineárně elastický. Pro tento typ modelu jsou dány charakteristické vlastnosti, jelikož jsou však výsledné parametry kombinací vlastností injekční směsi a mísené horniny, byly tyto parametry redukovány.

Tab. 10) Mechanické parametry tryskové injektáže

| Geotechnický typ | $\gamma (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$ | E_{def} (MPa) | μ [-] | Mat. model | Mat. typ |
|-------------------|--|------------------------|-----------|----------------|------------|
| Trysková injektáž | 23 | 15 000 | 0,3 | Linear elastic | Undrain ed |

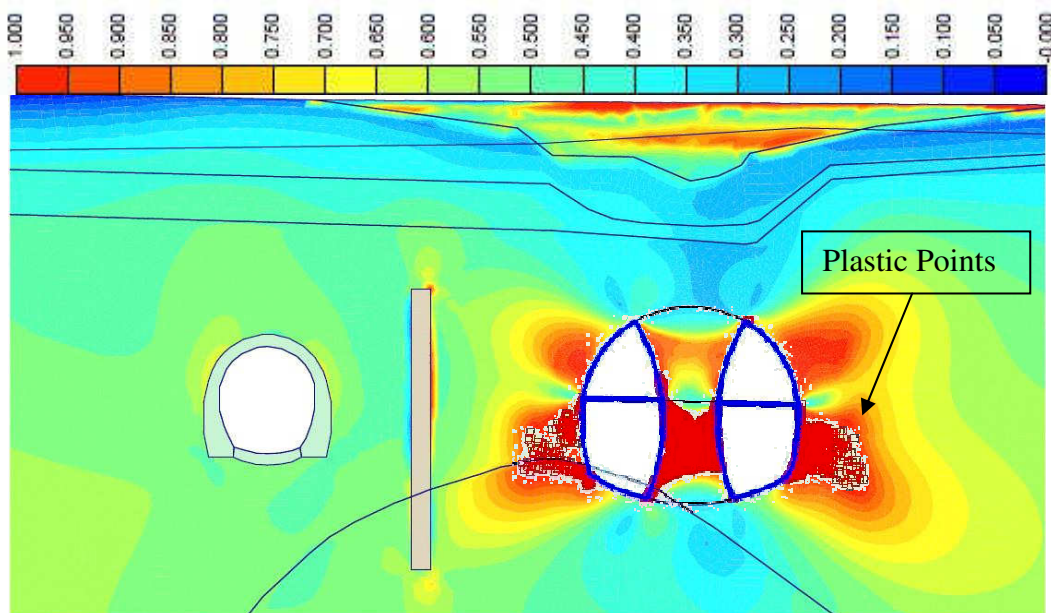


Obr. 40 Schéma geometrie polohy tryskové injektáže č. 1, zdroj vlastní

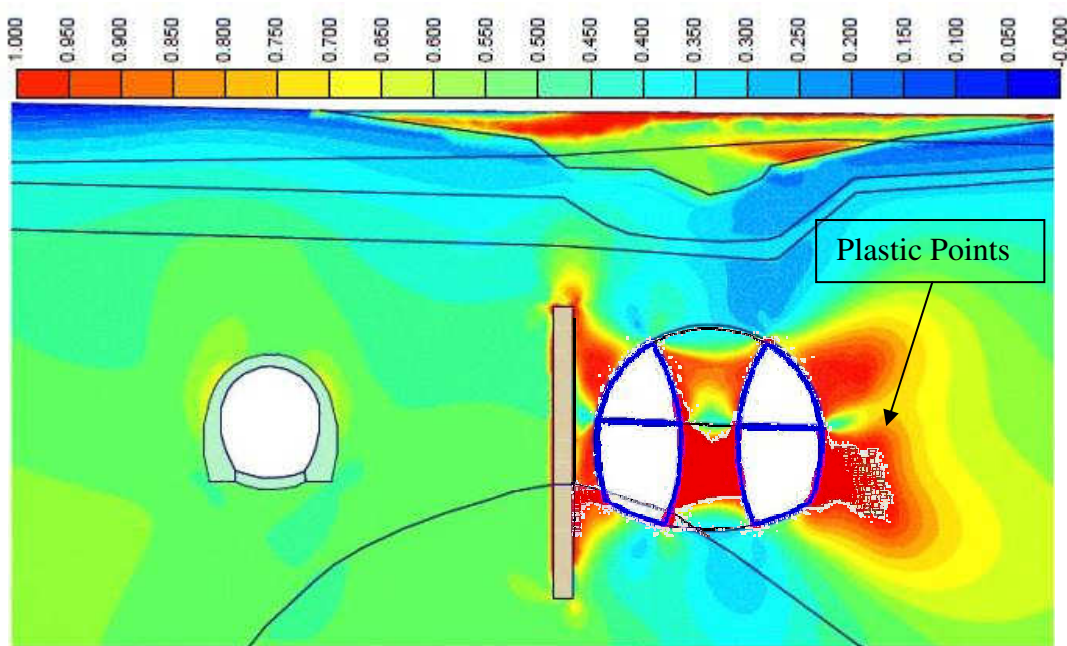


Obr. 41 Schéma geometrie polohy tryskové injektáže č. 2, zdroj vlastní

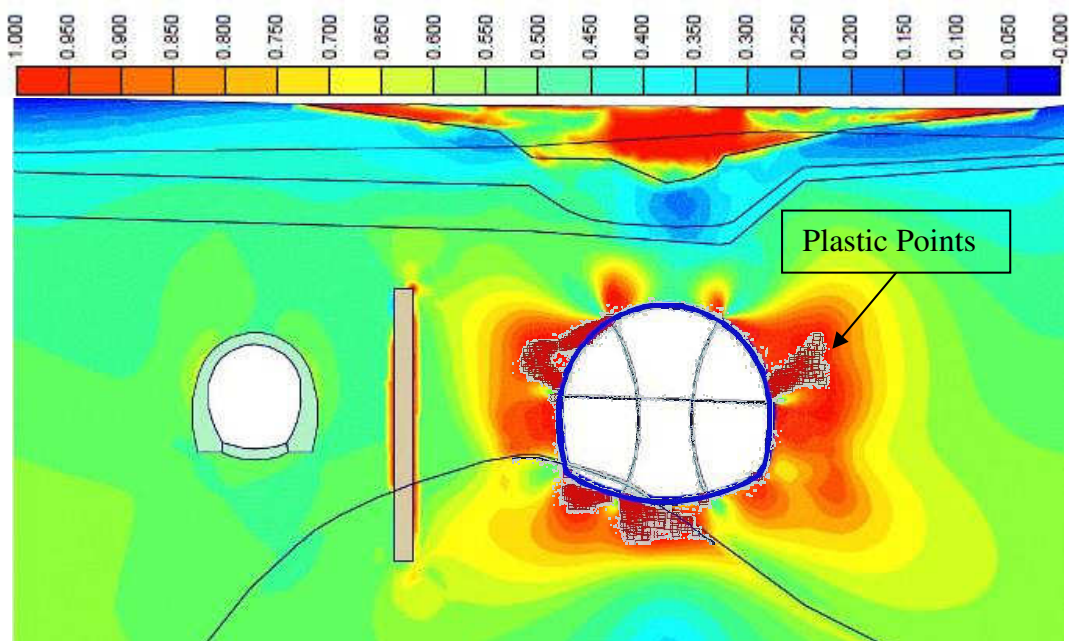
Předpoklad návrhu spočívá ve vytvoření podzemní stěny, která zachytí deformačně – napět'ové ovlivnění, ke kterému dochází při zmáhání závalu. Při návrhu polohy sanační clony sledujeme ovlivnění mezitunelového horninového pilíře a podzemních děl.



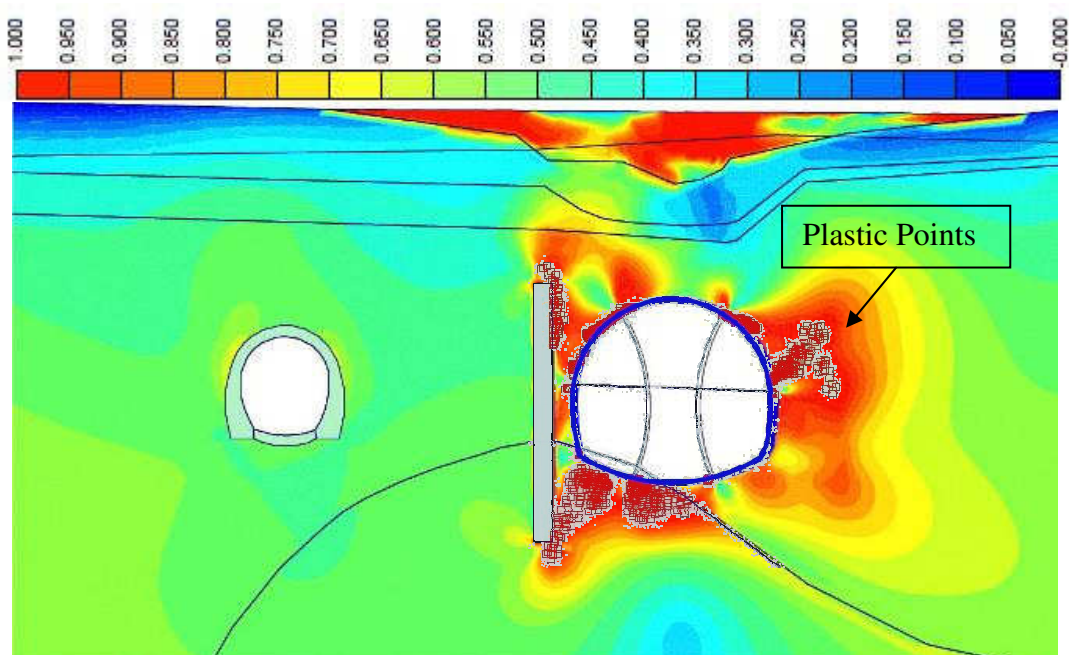
Obr. 42 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4(poloha 1), zdroj vlastní



Obr. 43 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4(poloha 2), zdroj vlastní



Obr. 44 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. cel. profilu (poloha 1), zdroj vlastní



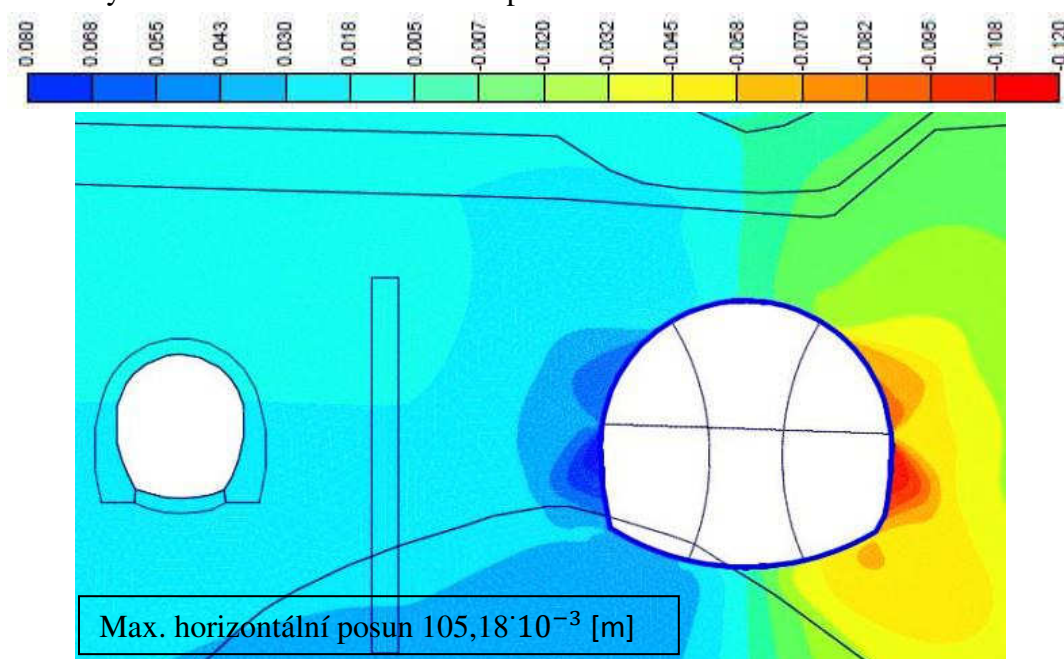
Obr. 45 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. cel. profilu (poloha 2), zdroj vlastní

V porovnání variant 1 a 2, stupeň čerpání smykové pevnosti a vzniku plastické zóny přetvářením hornin v okolí výrubu, je patrný vliv polohy tryskové clony. Zvýšení stability mezitunelového pilíře závisí na blízkosti pilotové stěny k raženému tunelu č. II. Ovšem z hlediska kumulace plastických zón v okolí tryskové injektáže, lze pozorovat regresivní působení, tj. smykové napětí se šířením do horninového masívu původně

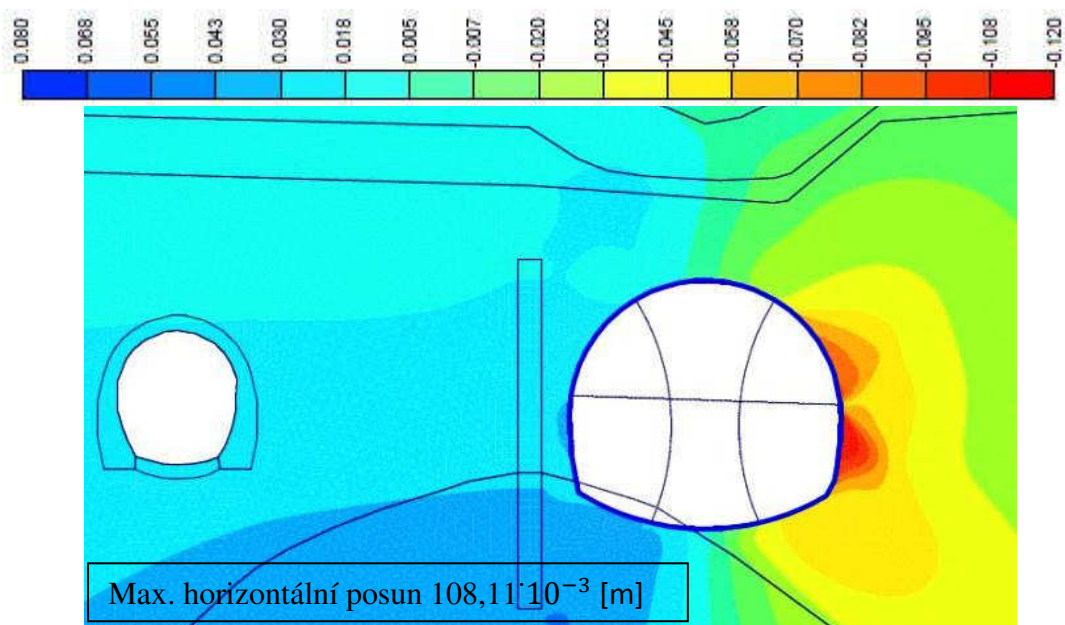
rozměňovalo, přibližováním TI k hypocentru zmáhání závalu došlo k jeho nahromadění a vytvoření mnohem větších rozvolněných zón v prostoru mezi TI a novým profilem tunelu.

Deformační ovlivnění:

Pilotová stěna vytvoří bariéru, která značně odklání deformační vliv přenášený od ražení a vyztužování do mezitunelového pilíře.



Obr. 46 Max. horizontální posuny (varianta 1), zdroj vlastní



Obr. 47 Max. horizontální posuny (varianta 2), zdroj vlastní

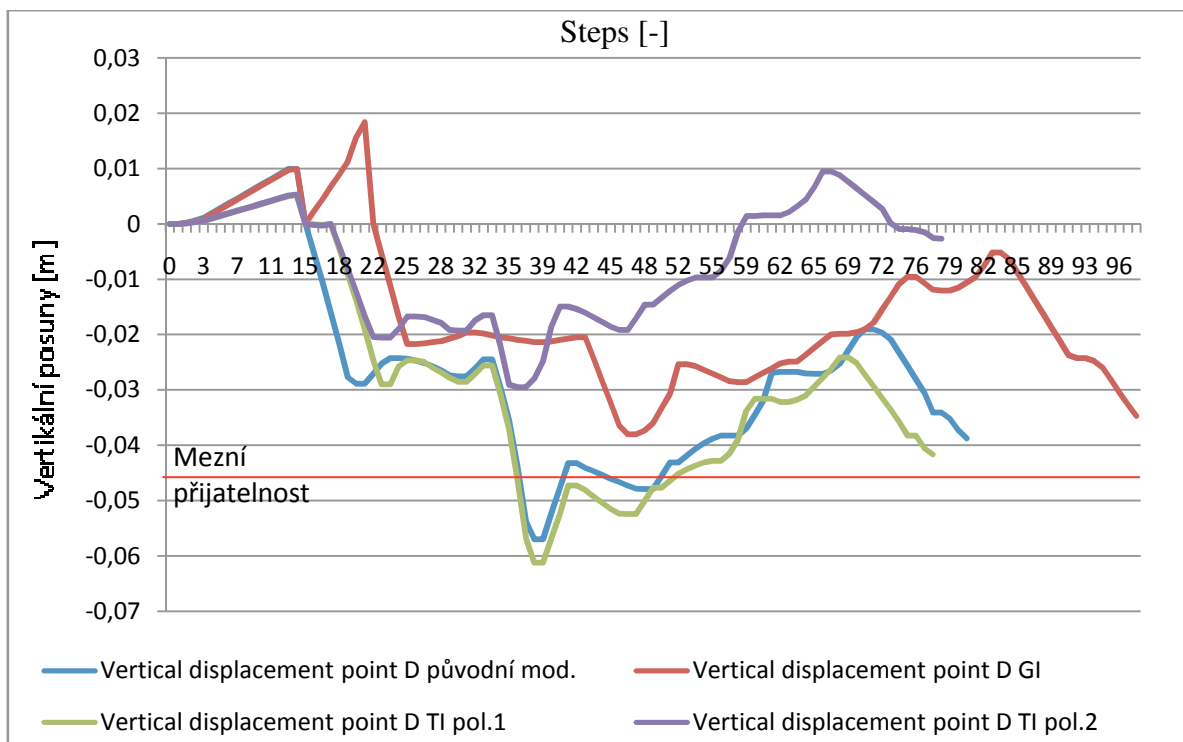
Výrazné změny, z hlediska deformačního ovlivnění horninového pilíře, nastávají v porovnání horizontálních a vertikálních posunů obou variant. Ve variantě č. 2 dochází ke změně šíření těchto posunů. Deformační ovlivnění je přenášeno do volného horninového masívu za rubem ostění nového tunelu.

Výsledky posunů v řezech jsou srovnány z hlediska největšího ovlivnění, ke kterému docházelo během ražby. V měřících bodech A, B, C, jsou zaznamenány konečné deformace, které vystihují celkové zhotovení nového profilu. Hodnoty uvedené v bodech D – H ukazují maximální deformace, vzniklé při ražbě jednotlivých etap čelby (tab. 11). Největší deformační ovlivnění měřících bodů D, E, F, G, H nastalo při ražení spodních štol v počvě.

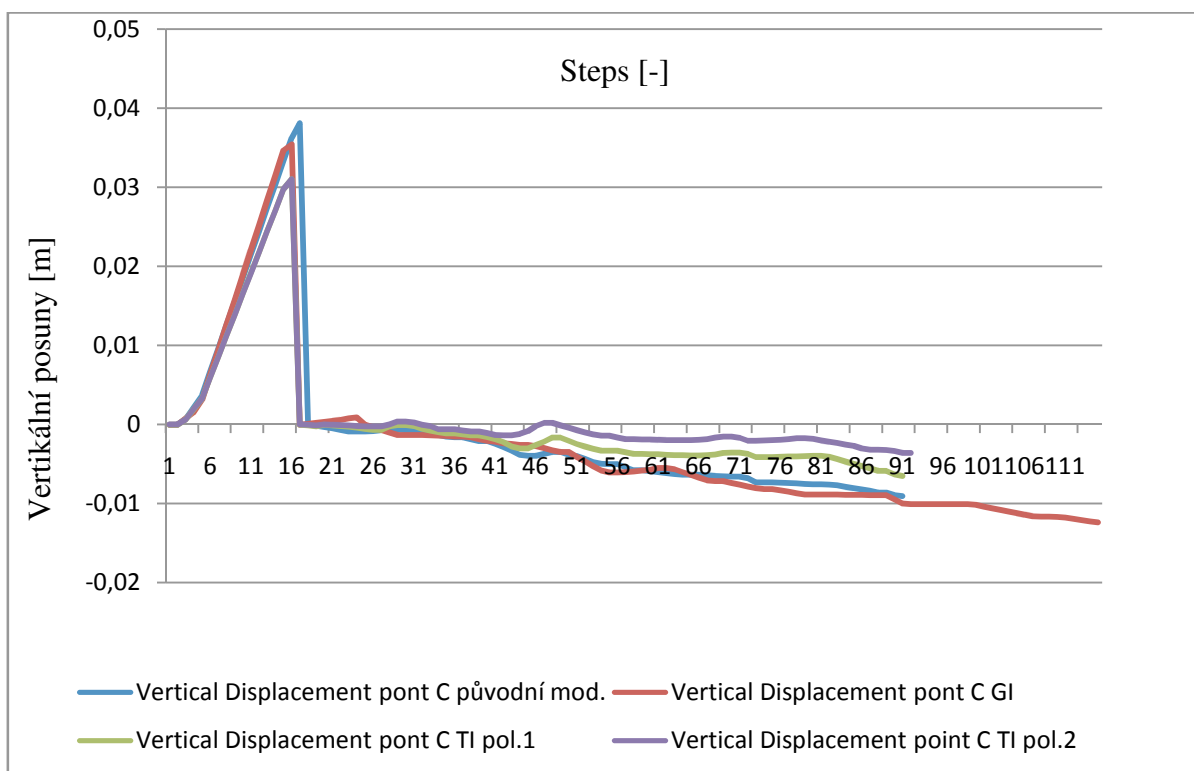
Tab. 11) Maximální posuny

| Profil | Max. Deformace [mm] | Měřící body | | | | | | | |
|-------------------------|---------------------|----------------------|----|------|------------------|-----|-----|-----|-----|
| | | Kalchberg tunel č. I | | | Nový tunel č. II | | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G | H |
| TM 96 (TI-var.1) | Vertikální posuny | -9,5 | -8 | -7 | -61 | -49 | -42 | -43 | -14 |
| | Horizontální posuny | 20 | 21 | 23 | 51 | -33 | 26 | -40 | 11 |
| | Totální posuny | 21 | 21 | 23 | 63 | 55 | 37 | 40 | 17 |
| TM 96 (TI-var.2) | Vertikální posuny | -7 | -5 | -3,5 | -40 | -25 | -45 | -45 | -49 |
| | Horizontální posuny | 21 | 23 | 25 | 39 | -35 | -38 | -37 | 12 |
| | Totální posuny | 23 | 23 | 25 | 40 | 41 | 46 | 47 | 42 |

Pro srovnání jednotlivých sanačních variant z hlediska vertikálních posunů byly vybrány měřící body C (tunel č. 1) a D (tunel č. 2), vymežující pomyslné hranice mezitunelového horninového pilíře. Z vyhodnocení sanačních metod v těchto konkrétních bodech vyplývá jako neoptimálnější varianta aplikované tryskové injektáže (poloha č. 2), ve které dochází k nejnižším vertikálním posunům během celé výstavby podzemního díla (Obr. 48, 49). Ovšem po srovnání dalších měřících bodů zjistíme, že dochází k přesouvání nepříznivých zón směrem od mezitunelového pilíře, jenž ovlivní horizontální a celkové posuny v měřících bodech E, F, G (Tab. 11). Pokud se zaměříme na srovnání celkového ovlivnění horninového masívu a podzemních děl zjistíme, že nejsetrnnější metoda se jeví v podobě gravitační injektáže.



Obr. 48 Celkové průběhy vertikálních posunů v měř. bodě D na tuelu č. 2, zdroj vlastní



Obr. 49 Celkové průběhy vertikálních posunů v měř. bodě C na tuelu č. 1, zdroj vlastní

5 ZÁVĚR

Modelovou simulací jednotlivých sanačních opatření (rozdílného charakteru), v programovém prostředí softwaru Plaxis 8.2 a Plaxis 3D Tunnels, bylo pozorováno ovlivnění stability mezitunelového horninového pilíře ve fázích zmáhání závalu.

Společným prvkem sanačních metod je primární modelový stav horninového masívu, určený z hlediska geologických a hydrogeologických poměrů v zájmové lokalitě, technologický postup raženého tunelu metodou členěného výrubu dle zásad NRTM a aplikace vyztužování dílčích štol po proběhnutí 25 % celkových deformací.

První varianta uvažuje změnu fyzikálně – mechanických parametrů (sanovaná oblast byla vymezena dle dosahu nepříznivého působení zmáhání závalu) horninového masívu použitím gravitační injektáže. Návrh spočíval ve stanovení kompaktních nehomogenních oblastí, které by vzdorovaly napětí – deformačním vlivům snižujícím stabilitu mezitunelového pilíře. Neznámé mechanické parametry byly stanoveny z Mohr – Coulumbovy teorie porušení. Na základě určených parametrů sanačních oblastí, bylo nepříznivé čerpání smykové pevnosti potlačeno téměř o 50 %, čímž došlo k eliminaci vzniku plastických zón přetváření masívu v okolí raženého profilu a zkoumaného pilíře. Deformační ovlivnění pilíře bylo posuzováno z hlediska naměřených posunů v in – situ (konvergenční měření) v příčných profilech podzemních děl. Pozorované posuny (modelová situace) na novém tunelu byly konfrontovány a porovnány s výstupy neustále probíhajícího monitoringu.

Druhá sanační metoda, jenž by vedla k redukci nepříznivých účinků ražby, spočívala ve vytvoření podélné pilotové stěny z tryskové injektáže. Návrh podzemní stěny ($r = 0,6$ m a $v = 17$ m), oddělující nově ražený tunel od provozovaného tunelu, byl zhotoven ve dvou zkoumaných polohách (8,5 m a 2 m od tunelu č. II). Výsledkem bylo simulování a přeskupování kritických oblastí v závislosti na vzdálenosti hypocentra zmáhaného závalu a polohy pilotové clony. Z dosažených výsledků je patrné, že navržená konstrukce snižuje o 30 % čerpání smykové pevnosti, které ovlivňuje stabilitu mezitunelového pilíře. Zároveň byl zaznamenán zvyšující se dosah plastických zón přetváření masívu, který se akumuluje v okolí nového profilu, čímž lze očekávat nadměrné nadvýlomy a nesymetrické zatížení, působící na primární ostění.

Po studii jednotlivých sanačních opatření lze prohlásit, že varianta č. 1 se snaží co nejvíce přiblížit realizované sanační metodě v rámci zmáhání závalu na tunelu jablunkov, jenž by ověřila dosažení kýženého stavu a vyvodila případná možná rizika či další sanační opatření pro stabilitu čelby dílčích štol (kotvení čelby laminátovými nebo injektovanými kotvami, chemická injektáž, ražení střední kaloty pod ochrannou mikropilotového deštníku).

Z charakteru provedení druhé varianty je patrný záměr omezit šíření nepříznivých vlivů do mezitunelového horninového pilíře. Metoda nezohledňuje horninový masív jako globální celek, ve kterém je primárním cílem zajistit příznivé podmínky jak pro realizaci nového podzemního díla, tak zajištění ochrany stávajícího tunelu. Z tohoto hlediska lze sanační metodu aplikovat jako doplňkové předstihové opatření, jejímž cílem by bylo zvýšit bezpečnost provozovaného tunelu a případně eliminovat dopad nepříznivých událostí, ke kterým došlo v roce 2009.

Na základě komparace výše zmíněných sanačních metod lze doporučit, jako vhodné předstihové opatření pro zmáhání závalu, postup návrhu sanace č. 1. Vzhledem k povaze geologicko – geotechnických poměrů, variabilitě technologie sanačních opatření a injekčních směsí, nelze jednoznačně určit nejvhodnější typ sanace. Pro stanovení optimálního sanačního média a technologie aplikovatelnosti, by bylo třeba provést průkazné laboratorní zkoušky na odebraných vzorcích v in – situ, jenž by poskytly fyzikálně – mechanické parametry, charakterizující jednotlivé sanační média v konkrétním horninovém prostředí.

SEZNAM POUŽITÝCH PRAMENŮ

Seznam použité literatury:

- [1] ALDORF, J.; ĎURIŠ, L. *Numerická analýza havárie tunelu Jablunkov*. 1. vydání. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2010. 66 s.
- [2] BARTÁK, J. *Technický posudek variant dokumentace „Pokračování výstavby jablunkovského tunelu v oblasti závalu ze dne 15. 11. 2009 a 17. 11. 2009 v návaznosti na tyto závaly“*. Praha, 2010. 22 s.
- [3] ČAPEK, P. *Přestavba jablunkovského tunelu – zmáhání závalu. Zakládání staveb, a. s. 2011, č. 3, ISSN 1212 - 1711*
- [4] FROLKA, J.; HRUŠKA, J.; HUBATKA J. *Mosty u Jablunkova – tunely, geofyzikální měření – Zjištění stavu horninového prostředí v okolí propadu*. Brno, 2009. 22 s.
- [5] KLEPSATEL, F.; KUSÝ, P.; MAŘÍK, L. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. vydání. Bratislava: Jaga group, v.o.s., 2003. 215 s. ISBN 80-88905-43-5.
- [6] MACHÁČEK, E.; ĎURKAČ, P. *Optimalizace trati státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, přestavba železničního tunelu jablunkovský č. 2. Tunel*. Praha, 2008, roč. 17, č. 3, s. 3.
- [7] MAŘÍK, L. *Odborný technický posudek „Optimalizace trati st. hr. SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, SO 11-19-01 státní hranice – Mosty u Jablunkova, přestavba tunelu“*. Praha: IKP Consulting Engineers, s.r.o., 2010. 33 s.
- [8] PECHMAN, J. *Technický posudek variant. Optimalizace trati st. hr. SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, SO 11-19-01 státní hranice – Mosty u Jablunkova, přestavba tunelu*. Brno, 2010. 23 s.
- [9] PECHMAN, J. *Technická dokumentace Etapa 1 – Sanační injektáž. Optimalizace trati st. hr. SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, SO 11-19-01 státní hranice – Mosty u Jablunkova, přestavba tunel, Zmáhání závalu – varianta ražená, výztuž HBX*. Brno, 2011.
- [10] RŮŽIČKA, J.; KOREJČÍK, J. *Rekonstrukce jablunkovských tunelů. Tunel*. Praha, 2006, roč. 15, č. 4, s. 44.
- [11] SZÉCHY, K. *The art of tunnelling*. 1. vydání. Budapešť: Akadémiai kiadó, 1966. 891 s.

Seznam elektronické publikace:

- [12] Historie Košicko – bohumínské dráhy. [online] [cit. 2001-06]. Dostupné na WWW:< <http://pkms.webzdarma.cz/historiekbd.html> >
- [13] Historie mosteckých tunelů – chronologie – 2. část. [online] [cit. 2008-04]. Dostupné na WWW: < http://www.mostyujablunkova.cz/soubory/zpravodaj/2008/04_2008.pdf >
- [14] Jablunkovské tunely - komplikovaná minulost i současnost. [online] [cit. 2009-11-17]. Dostupné na WWW:< <http://www.zelpage.cz/zpravy/7465> >

- [15] Optimalizace traťového úseku Mosty u Jablunkova (státní hranice se Slovenskou republikou) – Bystřice nad Olší – projekt stavby. [online] [cit. 2006-06]. Dostupné na WWW:
<<http://www.szdc.cz/modernizace-drahy/prehled-staveb/program-ten-t/optim.trat.us.mosty.html> >
- [16] Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu. [online] [cit. 2009-03-19]. Dostupné na WWW:< <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/tunel-jablunkov-zhodnoceni-geotechnickych-rizik-prestavby-zelezniciho-tunelu/> >
- [17] Zel. am. [cit. 2010-11-15]. Dostupný z WWW:
<http://www.zelam.web2001.cz/jablunkovsky_tunel/velke_jablunkov_108.jpg>.
- [18] Matějčíček, J. Výměna podsukružení v Bohuslavickém tunelu. [cit. 2008-04-12]. Dostupný z WWW:
<<http://fast10.vsb.cz/science/seminar2009/pics/28.pdf>>.
- [19] Železniční koridory. [cit. 2010-11-15]. Dostupný z WWW: <<http://koridory.wz.cz/>>.
- [20] Kráter nad tunelem u Jablunkova staváři zasypou, stavba se protáhne [online] [cit. 2009-11-19]. Dostupný z WWW: < http://zpravy.idnes.cz/krater-nad-tunelem-u-jablunkova-stavari-zasypou-stavba-se-protahne-1p2-/domaci.asp?c=A091119_182435_domaci_bar>.
- [21] Soilmec: Drilling and Foundation Equipment. [cit. 2010-11-15]. Dostupný z WWW:
<<http://www.soilmec.com>>.

SEZNAM TABULEK

| | |
|---|----|
| Tab. 1) Hodnoty fyz. - mech. parametrů z IGP 05/2008 [1]..... | 10 |
| Tab. 2) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů z archivní dokumentace Geotec [2].. | 10 |
| Tab. 3) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů z 01/2010 [1]..... | 11 |
| Tab. 4) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů v úseku TM 70 – 130 (01/2010) [8] . | 36 |
| Tab. 5) Hodnoty mechanických parametrů výztužných konstrukcí | 36 |
| Tab. 6) Hodnoty deformací jednotlivých profilů..... | 40 |
| Tab. 7) Maximální posuny v TM 96..... | 44 |
| Tab. 8) Hodnoty fyz. - mechanických parametrů gravitační injektáže..... | 46 |
| Tab. 9) Srovnání konečných posunů..... | 51 |
| Tab. 10) Mechanické parametry tryskové injektáže | 52 |
| Tab. 11) Maximální posuny | 56 |

SEZNAM OBRÁZKŮ

| | |
|--|----|
| Obr. 1 Původní stav jablůnkovských tunelů [17] | 1 |
| Obr. 2 Podskružení ocelovými rámy [18]..... | 4 |
| Obr. 3 Mapa třetího železničního koridoru [19] | 5 |
| Obr. 4 Schéma příčného řezu podzemních děl [9], vlastní zpracování | 6 |
| Obr. 5 Postup ražby nového tunelu č. II [10]..... | 7 |
| Obr. 6 Situace proměřené plochy [4]..... | 12 |
| Obr. 7 Georadarový profil L0 [4] | 13 |
| Obr. 8 Georadarový profil L19 [4] | 14 |
| Obr. 9 Georadarový profil L41 [4] | 14 |
| Obr. 10 Metoda DEMP [4] | 15 |
| Obr. 11 Smykové porušení pravého ostění [1] | 18 |
| Obr. 12 Povrchové krátery vzniklé havárií 11/2009 [20] | 19 |
| Obr. 13 Deformace tunelu č. 1 vyvolané závalem [2] | 22 |
| Obr. 14 Příčné schéma MKP deštníku [7] | 23 |
| Obr. 15 Půdorys startovací jámy pro řízené mikrotunelování [7] | 24 |
| Obr. 16 Nehomogenní kompozit horninového masívu na čelbě, zdroj vlastní..... | 27 |
| Obr. 17 Ukázka vrtné soupravy Hausherr 150 Dr – SU [21] | 28 |
| Obr. 18 Jižní portál tunelu č. II, zdroj vlastní..... | 30 |
| Obr. 19 Schéma postupu ražby metodou členěného výrubu, zdroj vlastní..... | 31 |
| Obr. 20 Předrážka štoly A, zdroj vlastní..... | 32 |
| Obr. 21 Primární ostění novoražby, zdroj vlastní..... | 33 |
| Obr. 22 Schéma geometrie TM 70, zdroj vlastní..... | 37 |
| Obr. 23 Schéma geometrie TM 96, zdroj vlastní..... | 37 |
| Obr. 24 Detail podzem. konstrukcí a mezitunelového pilíře TM 96, zdroj vlastní | 38 |
| Obr. 25 Schéma geometrie TM 130, zdroj vlastní..... | 38 |

| | |
|---|----|
| Obr. 26 Schéma rozmístění měřících bodů [8], vlastní zpracování..... | 39 |
| Obr. 27 Stupeň čerpání smykové pevnosti št. A, zdroj vlastní..... | 41 |
| Obr. 28 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. C, zdroj vlastní..... | 42 |
| Obr. 29 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. C, D, zdroj vlastní..... | 43 |
| Obr. 30 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. celého profilu, zdroj vlastní..... | 43 |
| Obr. 31 Graf průběhu vertikálních posunů na tunelu č. I, zdroj vlastní | 44 |
| Obr. 32 Graf průběhu vertikálních posunů na tunelu č. II, zdroj vlastní | 45 |
| Obr. 33 Schéma geometrie sanovaného profilu TM 96, zdroj vlastní..... | 47 |
| Obr. 34 Detail geometrie sanovaného profilu TM 96, zdroj vlastní..... | 47 |
| Obr. 35 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 3, zdroj vlastní (2D)..... | 49 |
| Obr. 36 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 2,3 – 4 m, zdroj vlastní (3D) | 49 |
| Obr. 37 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4, zdroj vlastní (2D)..... | 50 |
| Obr. 38 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4 – 4 m, zdroj vlastní (3D). 50 | |
| Obr. 39 Průběh vertikálních posunů v okolí výrubu, zdroj vlastní..... | 51 |
| Obr. 40 Schéma geometrie polohy tryskové injektáže č. 1, zdroj vlastní..... | 52 |
| Obr. 41 Schéma geometrie polohy tryskové injektáže č. 2, zdroj vlastní..... | 52 |
| Obr. 42 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4(poloha 1), zdroj vlastní... 53 | |
| Obr. 43 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. št. č. 4(poloha 2), zdroj vlastní... 53 | |
| Obr. 44 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. cel. profilu (poloha 1), zd. vl..... 54 | |
| Obr. 45 Rozsah čerpání smykové pevnosti po vyraž. cel. profilu (poloha 2), zd. vl..... 54 | |
| Obr. 46 Max. horizontální posuny (varianta 1), zdroj vlastní..... | 55 |
| Obr. 47 Max. horizontální posuny (varianta 2), zdroj vlastní..... | 55 |
| Obr. 48 Celkové průběhy vertikálních posunů v měř. bodě D na tuelu č. 2, zdroj vlastní | 57 |
| Obr. 49 Celkové průběhy vertikálních posunů v měř. bodě C na tuelu č. 1, zdroj vlastní | 57 |

SEZNAM PŘÍLOH

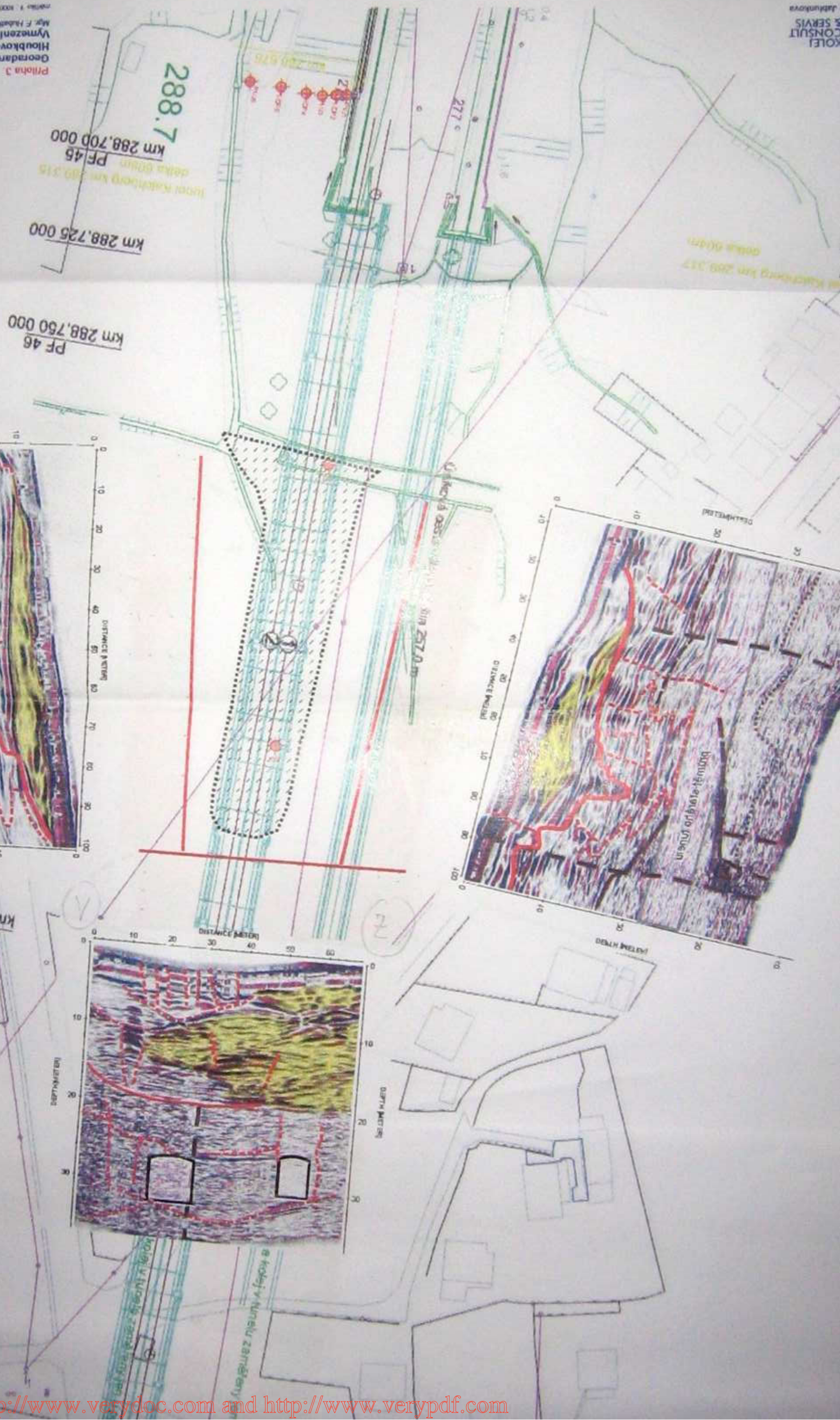
Příloha č. 1: Georadarové měření – Hloubkové řezy na vybraných profilech

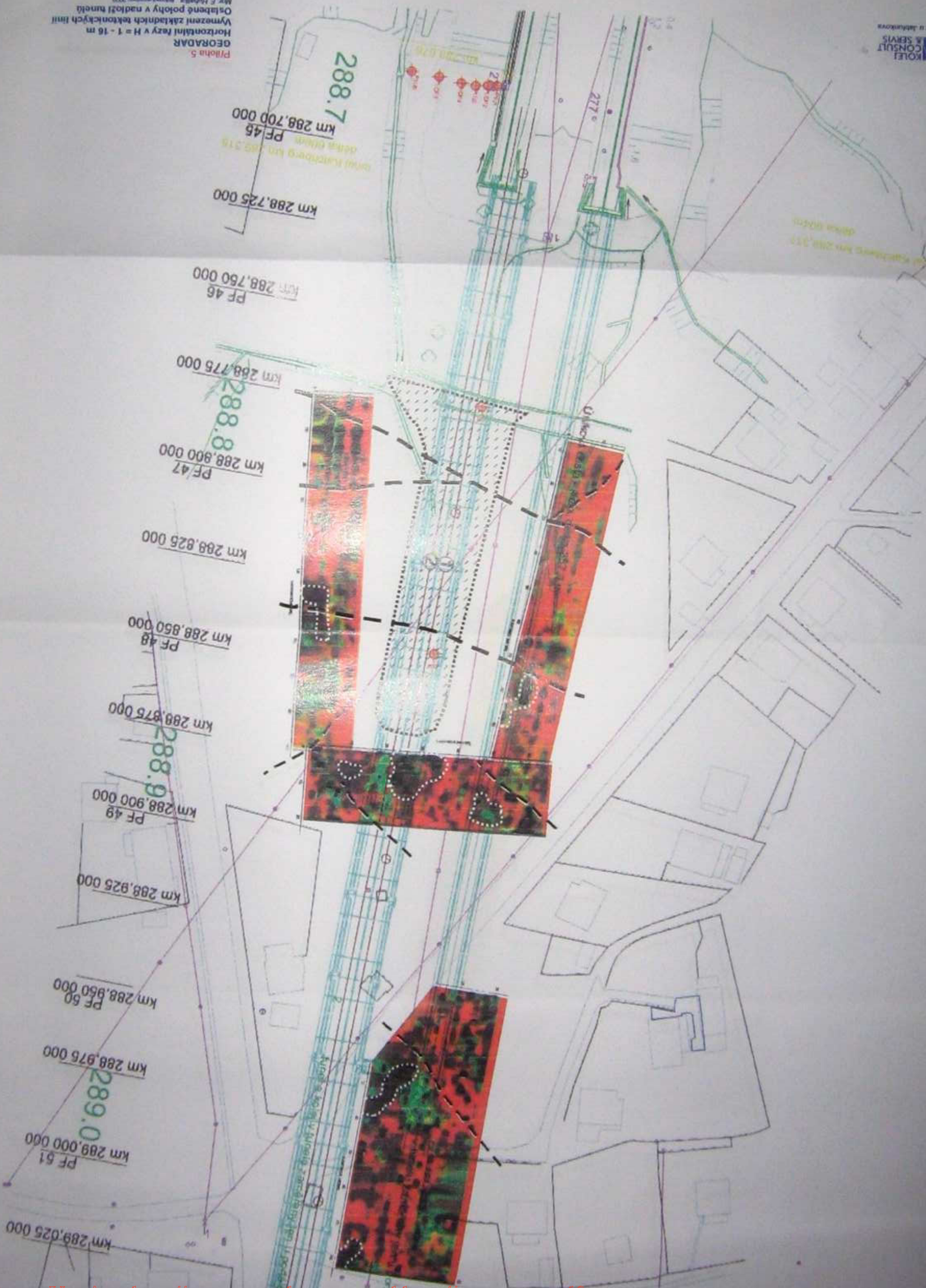
Příloha č. 2: Georadar – Horizontální řezy, vymezení tektonických linií

Příloha č. 3: Schématický příčný řez návrhu gravitační injektáže TM 96

Příloha č. 4: Grafické znázornění mechanických parametrů

Geodarové měření
Hlubkové řezy na vybraných profilech
Vymezení kritických rozhraní a sesuvů
Mgr. F. Hudeček, listopad-prosinec 2008
návrh 1: 5000





Paleogén – podmenilitové souvrství

$^e_j \text{Pg } 1$ eluvium jilovci (F6 Cl, F8 CH)

fy
icPg 1

| | | |
|--|--|---------------|
| prachovec navětrály až zvětrály (R5-R6) | | fy rc Pg 1 |
|--|--|---------------|

| | | |
|---|------------------|---|
| Vypracoval | Kontroloval | Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava |
| Bc. Daniel Baláž | Ing. Lukáš Ďuriš | Katedra: Geotechniky a podzemního stavitelství 224 |
| Stabilita mezitunelového hořňového pilře ve třzích zmáhání závalu | | Formát |
| | | A4 |
| | | Datum |
| | | Listopad 2012 |
| | | Obor |
| | | 3607/035 |
| | | Šk. Rok |
| | | 2011/2012 |
| Schéma sanoční injeckáže TM 96 | | Sk. číslo |
| | | 1.300 |
| | | Číslo výkresu 1 |

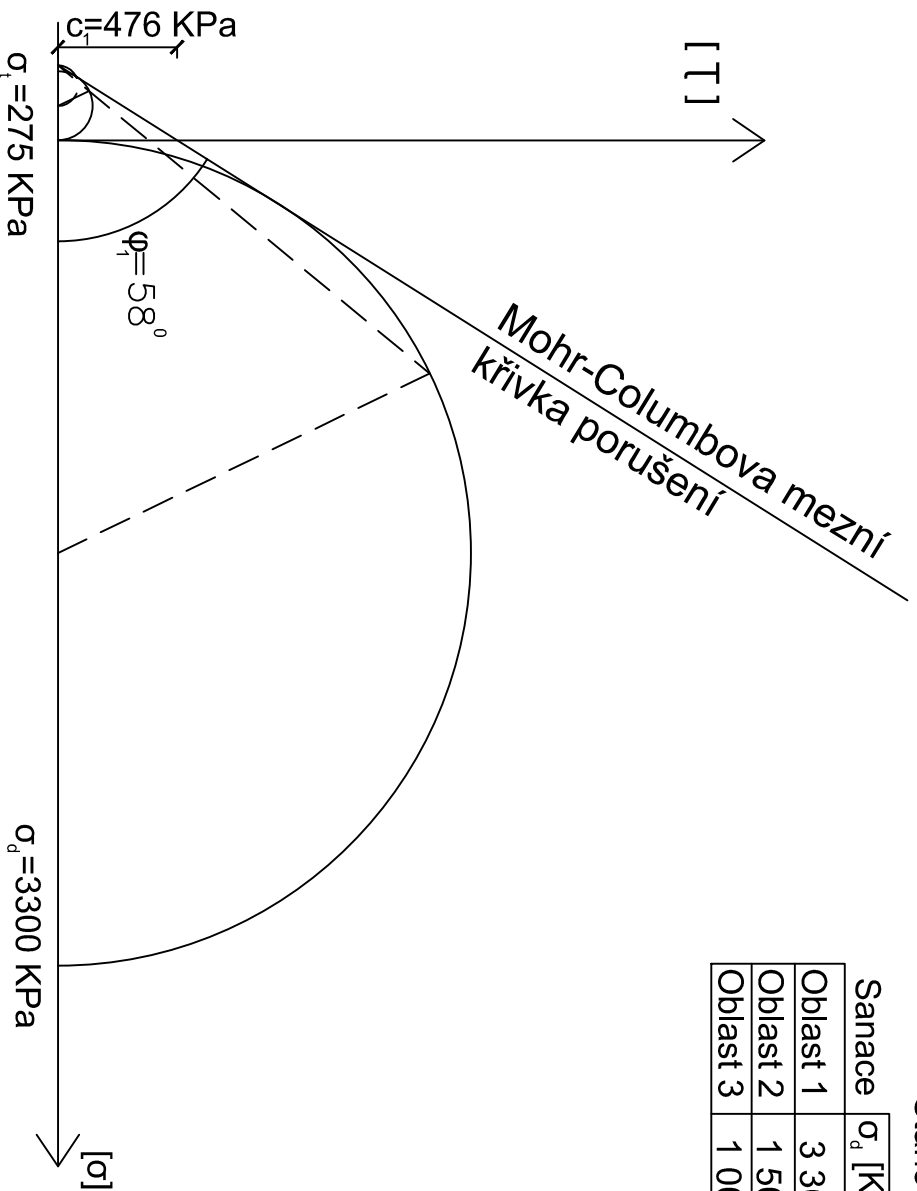

```
ERROR: syntaxerror  
OFFENDING COMMAND: --nostringval--
```

```
STACK:
```

```
/Title  
( )  
/Subject  
(D:20121129125916+01'00')  
/ModDate  
( )  
/Keywords  
(PDFCreator Version 0.9.5)  
/Creator  
(D:20121129125916+01'00')  
/CreationDate  
(daniel)  
/Author  
-mark-
```

Stanovené mechanické parametry

| Sanace | σ_d [KPa] | σ_t [KPa] | c [KPa] | ϕ [°] |
|----------|------------------|------------------|---------|------------|
| Oblast 1 | 3 300 | 275 | 476 | 58 |
| Oblast 2 | 1 500 | 125 | 217 | 57 |
| Oblast 3 | 1 000 | 40 | 144 | 57 |



Pozámka:

Výchozí stanovení mechanických parametrů vychází ze zadané pevnosti v tlaku (3,3 MPa), pevnost v tahu $\rightarrow \frac{1}{12} \sigma_d$

konstrukční
čáry

| | | | | | |
|--|-----------------|--|---------------|--|--|
| Vypracoval | Kontroloval | Fakulta stavební VŠB–TU Ostrava | | | |
| Bc.Daniel Baláž | Ing.Lukáš Ďuriš | Katedra: Geotechniky a podzemního stavitelství 224 | | | |
| Stabilita mezitunelového horinového pilíře ve fázích změdní zřvalu | | Formát | A4 | | |
| | | Datum | Listopad 2012 | | |
| | | Obor | 3607IO35 | | |
| | | Šk.Rok | 2011/2012 | | |
| Grafické stanovení mechanických parametrů | | M 1:30 | č.v. 2 | | |